

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 : Structures

Par : BABA HAMED Mounia

NAJI Mama-Sarra

Sujet

Etude d'un bâtiment R+10 à usage d'habitation en béton armé à Tlemcen.

Soutenu publiquement, le 10 /06/ 2024 , devant le jury composé de :

Mme BENHACHILIF Souad.

MCA

Université de Tlemcen

Président

Mme GHEZALI Sabah

MAA

Université de Tlemcen

Examineur

M RAS Abdelouahab

Professeur

Université de Tlemcen

Encadrant

Année universitaire : 2023/2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Le présent travail a pu voir le jour grâce à la grâce d'Allah, qui nous a accordé le courage et la détermination nécessaires.

Nous exprimons notre profonde reconnaissance envers nos parents pour leur soutien indéfectible tout au long de notre parcours éducatif.

Nous sommes également reconnaissants envers **Pr Ras Abdelouahab Abderrazzak** pour avoir accepté de nous encadrer, lui témoignant notre gratitude pour son précieux soutien, ses conseils avisés et sa confiance en notre projet.

Nous tenons à exprimer notre reconnaissance envers **Mme GHEZALI** et **Dr BENHACHILIF** pour avoir accepté de faire partie du jury et pour l'intérêt qu'elles ont porté à notre travail.

Enfin, un grand merci à tous les enseignants qui nous ont accompagnés tout au long de notre parcours universitaire.

Dédicaces

Ce travail est dédié à mes chers parents, mes premiers soutiens et guides dans la vie.

Je rends également hommage à mes sœurs et mon frère à toute ma famille pour leur soutien constant.

Mes professeurs méritent également une mention spéciale pour leur enseignement précieux.

Mes amis proches, ainsi que toutes les personnes qui m'ont soutenu de près ou de loin, méritent toute ma reconnaissance.

Enfin, je souhaite exprimer ma gratitude à mon binôme, NAJI mama-Sarra, pour notre collaboration Fructueuse dans ce projet.

BABA HAMED MOUNIA

Dédicaces

Je dédie mon travail à mon ange pur, ma force après Dieu, mon premier et éternel soutien, ma mère, je te dédie cette réalisation qui sans tes sacrifices, n'aurait pas existé. Je suis reconnaissante que Dieu t'ait choisi pour moi. Parmi l'humanité, mon meilleur soutien et substitut.

Je rends également hommage à mes frères à toute ma famille pour leur soutien constant.

Mes amis proches, ainsi que toutes les personnes qui m'ont soutenu de près ou de loin, méritent toute ma reconnaissance.

Enfin, je souhaite exprimer ma gratitude à mon binôme, BABA HAMED MOUNIA, pour notre

Collaboration fructueuse dans ce projet.

NAJI Mama-sarra

ملخص

يقترح هذا المشروع تحليلاً عميقاً لمبنى يتألف من طابق سفلي وطابق أرضي و10 طوابق مخصصة للاستخدام وفقاً للائحة الزلزالية الجزائرية. يتم تقسيم (II.A) السكني، والموجود في تلمسان. المنطقة مصنفة كمنطقة الدراسة إلى أربعة أجزاء متميزة.

تقدم الجزء الأول نظرة عامة على المشروع، مبرزاً الجوانب المعمارية، تليها التقدير المبدئي للعناصر الهيكلية وتوزيع الحمولة.

يركز الجزء الثاني على العناصر الثانوية مثل السلالم والشرف وحواف الأسطح والمصعد .
بهدف تحديد التوترات المختلفة الناتجة عن يتكون الجزء الثالث من دراسة ديناميكية تجرى باستخدام برنامج ETABS. الأحمال الدائمة والتشغيلية والزلزالية.

أخيراً، يتناول الجزء الأخير تسليح العناصر المقاومة المختلفة في الهيكل، بما في ذلك الأساسات والأعمدة المعدلة في عام 1999 واللوائح الزلزالية الجزائرية والجوائز، مع مراعاة توصيات.

تهدف هذه النهج المنهجي إلى ضمان صلابة وأمان الهيكل وفقاً للمعايير والتشريعات الحالية

الكلمات المفتاحية: العمود، الشعاع، الجدار، البلاطة العادية، لوح الجسم المجوف

Abstract

This project proposes an in-depth analysis of a building consisting of a basement, a ground floor, and 10 residential floors located in Tlemcen. The region is classified as zone (II.A) according to the Algerian Seismic Regulation. The study is divided into four distinct parts:

The first part provides an overview of the project, highlighting the architectural aspects, followed by preliminary sizing of the structural elements and load distribution.

The second part focuses on secondary elements such as the staircase, balconies, parapets, and elevator.

The third part consists of a dynamic study conducted using the ETABS software, aimed at determining the various stresses generated by permanent, operational, and seismic loads.

Finally, the last part deals with the reinforcement of the various resistant elements of the structure, including foundations, columns, and beams, taking into account the recommendations of the revised BAEL91 in 1999 and Algerian seismic regulations.

This methodical approach aims to ensure the robustness and safety of the structure in accordance with current standards and regulations.

Key words: Column, Beam, Shear wall, Solid slab, Hollow core slab.

Résumé

Ce projet propose une analyse approfondie d'un bâtiment composé d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée et de 10 étages destinés à un usage résidentiel, situé à Tlemcen.

La région est classée en zone (II.A) selon le Règlement Parasismique Algérien.

L'étude est divisée en quatre parties distinctes :

La première partie présente une vue d'ensemble du projet, mettant en avant les aspects architecturaux, suivie d'un pré-dimensionnement des éléments structuraux et de la descente des charges.

La deuxième partie se concentre sur les éléments secondaires tels que l'escalier, les balcons, et l'acrotères et l'ascenseur.

La troisième partie consiste en une étude dynamique effectuée à l'aide du logiciel ETABS, visant à déterminer les diverses sollicitations engendrées par les charges permanentes, d'exploitation et sismiques.

Enfin, la dernière partie traite du ferrailage des différents éléments résistants de la structure, notamment les fondations, les poteaux et les poutres, en tenant compte des recommandations du BAEL91 révisé en 99 et des règlements parasismiques algériens.

Cette approche méthodique vise à assurer la robustesse et la sécurité de la structure conformément aux normes et réglementations en vigueur.

Les mots clés : poteau, poutre, voile, dalle plane, dalle en corps creux.

Sommaire

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction	1
I.2 Présentation du projet	1
I.2.1 Présentation de l'ouvrage	1
I.3 Caractéristiques géométriques	3
I.3.1 Classification de l'ouvrage selon son importance	3
I.3.2 Conception de l'ouvrage.....	4
I.4 Caractéristique mécanique des matériaux	5
I.5 Hypothèses de calcul	11
I.6 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites	11

Chapitre II: Descente de charges et predimensionnement

II.1 Descente de charges	13
II.1.1 Détermination de l'épaisseur du plancher	13
II.1.2 Descente des charges	13
II.1.3 Plancher terrasse accessible	13
II.2 PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	18
II.2.1 Introduction	18
II.2.2 Prédimensionnement des poteaux	19
II.2.3 Prédimensionnement des poutres	21
II.2.4 Récapitulation de pré dimensionnement	23
II.2.5 Prédimensionnement des voiles	23
II.3 Conclusion du prédimensionnement	24

Chapitre III: Etude des éléments secondaires

III.1 ETUDE DU PLANCHER	26
III.1.1 Introduction	26
III.1.2 Dimensionnement du plancher	26
III.1.3 Dimensionnement des poutrelles	26
III.1.4 Différentes charges des poutrelles	27
III.1.5 Types des poutrelles	27
III.1.6 Calcul de largeur b de la poutrelle	31
III.1.7 Détermination des efforts internes	32
III.1.8 Ferrailage des poutrelles : (flexion simple)	39
III.1.9 Ferrailage de la dalle de compression	48
III.2 Etude de l'acrotère.....	49

III.2.1 Introduction	49
III.2.2 Evaluation des charges	49
III.2.3 Détermination du Ferrailages	50
III.3 Dalle pleine Balcon	54
III.3.1 Détermination de l'épaisseur de la dalle	55
III.3.2 Combinaisons d'action	55
III.3.3 Calcule moment et effort tranchant	55
III.3.4 Calcule du ferrailage de la dalle plein balcon	56
III.3.5 Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine balcon	59
III.4 Étude des escaliers	60
III.4.1 Dimensionnement des escaliers	60
III.4.1 Les différents types d'escaliers	61
III.4.2 L'inclinaison de la paillasse	62
III.4.3 L'épaisseur de la paillasse (ev).....	64
III.4.4 L'épaisseur de palier (ep)	64
III.4.5 Descente des charges sollicitant l'escalier	64
III.4.6 Evaluation des sollicitations	65
III.4.7 Etude de la poutre palière	72
III.5 Etude de l'ascenseur	77
III.5.1 Introduction	77
III.5.2 Epaisseur de la dalle d'ascenseur	77
III.5.3 Evaluation des charges	78
III.5.4 Vérification au poinçonnement	78
III.5.5 Evaluation du moment	79
Chapitre IV: Etude dynamique	
IV.1 Introduction	89
IV.2 Objectif de l'étude dynamique	89
IV.3 Modélisation de la structure.....	90
IV.3.1 Disposition des voiles	91
IV.4 Choix de la méthode de calcul	92
IV.4.4 Vérification des déplacements	100
IV.5 Conclusion	101
Chapitre V : Etudes des éléments structureux	
V.1 Introduction	103
V.2 Les poteaux	103
V.2.1 Combinaisons de calcule	103
V.2.2 Vérification spécifique sous sollicitations normales	104

V.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	105
V.2.4 Ferrailage des poteaux	106
V.3 Les poutres	113
V.3.1 Introduction	113
V.3.2 Combinaison des charges	113
V.3.3 Ferrailage des poutres principales	114
V.3.4 Ferrailage des poutres secondaires	120
V.3.5 Tableau Récapitulatif	124
V.4 Les voiles	125
V.4.1 Introduction	126
V.4.1 Vérification des contraintes tangentielles.....	126
V.4.2 Calcul du ferrailage	127
V.5 Conclusion	131
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
VI.1 Introduction	131
VI.2 Combinaisons de calcul	131
VI.3 Choix du type de fondation	131
VI.4 Etude du radier général	132
VI.3.2 Vérification au poinçonnement	133
VI.3.3 Vérification de la contrainte du sol	134
VI.3.4 Vérification de la stabilité au renversement	135
VI.5 Calcul du ferrailage	135
VI.6 Conclusion	146
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	148

Liste de tableaux :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	3
Tableau I.2 : Facteur de durée d'application des charges	8

Chapitre II : Descente de charges et pré dimensionnement

Tableau II.1 : Descente des charges (sous-sol).....	13
Tableau II.2 : Descente des charges (terrasse accessible)	14
Tableau II.3 : Descente des charges (Plancher étage courant, R.D.C)	14
Tableau II.4 : Descente des charges (Balcon).....	16
Tableau II.5 : Charge permanents des murs extérieurs.....	17
Tableau II.6 : Charge permanents des murs intérieurs (type1).....	17
Tableau II.7 : Charge permanents des murs intérieurs (type 2).....	18
Tableau II.8 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres.....	23
Tableau II.9 : Dimensions des voiles contreventements	24

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.1 : Evaluation des charges	27
Tableau III.2 : Tableau des moments et effort tranchants Sous-sol	36
Tableau III.3 : Tableau des moments et effort tranchants RDC.....	36
Tableau III.4 : Tableau des moments et effort tranchant Etage 1-6.....	37
Tableau III.5 : Tableau des moments et effort tranchants Etage 7-8	37
Tableau III.6 : Tableau des moments et effort tranchants Etage 9.....	38
Tableau III.7 : Tableau des moments et effort tranchants Etage 10.....	38
Tableau III.8 : Tableau d'ancrage des armatures	45
Tableau III.9 : Tableau de ferrailages des poutrelles	47
Tableau III.10 : Tableau de ferrailages des balcons.....	59
Tableau III.11 : Dimension d'escalier	61
Tableau III.12 : Les différents types d'escaliers.....	62
Tableau III.13 : Les caractéristiques de différentes cages d'escalier	63
Tableau III.14 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier	64
Tableau III.15 : Evaluation des charges et des surcharges pour le paillasse.....	65

Tableau III.16 : Les efforts internes pour les différentes volées	67
Tableau III.17 : Ferrailage des escaliers.....	71
Tableau III.18 : Les moments isostatiques des rectangles à ELU	80
Tableau III.19 : Les moments isostatiques des rectangles à ELS.....	81
Tableau III.20 : Récapitulation des résultats de ferrailage	87
Chapitre IV : Etude dynamique	
Tableau IV.1 : Pénalité en fonction des critères de qualité q.....	95
Tableau IV.2 : La force sismique de chaque niveau	96
Tableau IV.3 : Periode et masse modale de la structure	97
Tableau IV.4 : Vérification du coefficient de comportement R selon RPA	98
Tableau IV.5 : Valeurs des efforts tranchants à la base statiques et dynamiques	99
Tableau IV.6 : Vérification du déplacement dans le sens X.....	100
Tableau IV.7 : Vérification du déplacement dans le sens Y	101
Chapitre V : Etude des éléments structuraux	
Tableau V.1 : Vérification des poteaux sous sollicitation normales	104
Tableau V.2 : Vérification spécifique sous sollicitations normales	106
Tableau V3 : Les sollicitations des poteaux (Nmax, Mcor).....	107
Tableau V4 : Les sollicitations des poteaux (Mmax, Ncor).....	108
Tableau V5 : Ferrailage des poteaux.....	110
Tableau V6 : Les armatures transversales des poteaux.....	112
Tableau V7 : Sollicitation de la poutre principale à ELU	114
Tableau V8 : Sollicitation de la poutre principale à ELS	114
Tableau V9 : Sollicitation de la poutre principale à « G+Q+E ».....	114
Tableau V10 : Sollicitation de la poutre principale à « 0,8G+ E »	114
Tableau V11 : Vérification des contraintes en travée	116
Tableau V12 : Vérification des contraintes en appui	117
Tableau V13 : Vérification des contraintes en travée	120
Tableau V14 : Vérification des contraintes en appui	121
Tableau V15 : Ferrailage des poutres principales	123
Tableau V16 : Ferrailage des poutres secondaire	123
Tableau V17 : Vérifications des contraintes	125
Chapitre VI : Etude d'infrastructure	

Tableau VI.1 : Les sollicitation du radier	135
Tableau VI.2 : Ferrailage de la dalle.....	140
Tableau VI.3 : Ferrailage de nervure	145

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Plans de situation.....	2
Figure I.2 : Diagramme contrainte – déformation de béton.....	7
Figure I.3 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS	10
Figure I.4 : Diagramme de déformations – contraintes..	10
Figure I.5 : Diagrammes des contraintes de l'acier à l'ELS	10

Chapitre II : Descente de charges et pré dimensionnement

Figure II.1 : Plancher étage courant ,R.D.C.....	14
Figure II.2 : Balcon	15
Figure II.3 : Coupe transversale du mur extérieur.....	16
Figure II.4 : Coupe transversale des murs intérieurs (type 1).....	17
Figure II.5 : Coupe transversale des murs intérieurs (type 2).....	18
Figure II.6 : Section supporté par le Poteau le plus sollicité	19
Figure II.7 : Coupe transversale de l'acrotère de l'acrotère	49

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Figure III.1 : Plancher en corps creux	27
Figure III.2 : Ancrage des armatures	44
Figure III.3 : Coupe transversale de l'acrotère	49
Figure III.4 : Section de calcul d'acrotère	50
Figure III.5 : Ferrailage de l'acrotère	53
Figure III.6 : Ferrailage de la dalle pleine balcon de type 1.....	58
Figure III.7 : Schéma d'escalier	60
Figure III.8 : Schéma d'un ascenseur dans un bâtiment.....	77
Figure III.9 : Schéma statique de la dalle d'ascenseur	77

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure IV.1 : Modélisation de la structure	90
Figure IV.2 : Disposition des voiles.....	91
Figure IV.3 : Spectre de reponse R=5.....	99

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Figure V.1 : coupe longitudinale de radier	111
Figure V.2 : Exemple schema de Ferrailage des poteaux	113
Figure V.3 : Coupe transversale de la nervure en travée et en appui.....	115
Figure V.4 : Ferrailage poutre principale et poutre secondaire	124
Figure V.5 : Schéma des forces du voile	125
Figure V.6 : Ferrailage voile	131

LISTE DES NOTATION :

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

E : Action accidentelle.

$\overline{\sigma}_{BC}$: Contrainte admissible du béton.

σ_{BC} : Contrainte du béton.

$\overline{\sigma}_{ST}$: Contrainte admissible d'acier.

σ_{ST} : Contrainte d'acier.

$\overline{\tau}_U$: Contrainte admissible de cisaillement.

τ_U : Contrainte ultime 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.

E_{IJ} : Déformations instantanées.

E_{VI} : Déformations différées.

ν : Coefficient de poisson.

A_{ST} : Section d'armature.

A_R : 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

I_x, I_y : Moment d'inertie.

I_y, I_y : Rayon de giration.

μ_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.

C_P : Facteur de force horizontal.

E_s : Module d'élasticité longitudinal.

λ : L'élancement mécanique des poteaux.

B_R : Section réduite.

M_U : Moment fléchissant à l'état limite ultime.

M_S : Moment fléchissant à l'état limite service.

M_T : Moment en travée.

M_A : 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.

W_i : Poids sismique au niveau « i ».

C_T : Coefficient de période.

β : Coefficient de pondération.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

L_F : Longueur de flambement.

f : Flèche admissible.

\bar{F} : Flèche.

\varnothing_I : Diamètre d'une barre d'acier longitudinal.

\varnothing_T : Diamètre d'une barre d'acier transversale.

St : Espacement.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

K : Coefficient de raideur du sol.

L_{SA} : Longueur de scellement.

Introduction générale

Les constructions naissantes nous font apercevoir, dans leur manifestation la plus simple, ces inévitables attaches qui lient le mode de construire aux états successifs de l'humanité et font de l'histoire de l'art un résumé de l'histoire même des sociétés, Nous voyons l'habitation se constituer se transformer suivant les vicissitudes du climat et du genre de vie qu'il impose ; les procédés se modifier avec les ressources locales , avec les progrès de l'outillage ; les effets imposants de masses employées comme premiers moyens d'expression ; l'art figuré devancer la construction .nous reconnaissons même cette singulière influence de l'habitude , qui fait survivre les formes aux raisons dont elles dérivent . Chez tous les peuples l'art passera par les mêmes alternatives, obéira aux mêmes lois.

Le projet étudié se situe à Tlemcen sur un site classé en zone de faible sismicité (zone 1). Le but est d'effectuer une étude technique et économique d'un bâtiment en béton armé dans cette zone. Le bâtiment est constitué essentiellement d'appartement en étages courants, mais aussi de commerces au rez-de-chaussée et un parking .

Nos calculs seront vérifiés suivant les lois constitutionnelles, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA version 2003 et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

On a commencé notre travail par le pré-dimensionnement et la descente des charges des éléments structuraux, l'étude des éléments secondaires ensuite on a Modélisé la structure sur le logiciel (ETABS) afin d'effectuer les analyses modales et sismiques nécessaires.

Les résultats trouvés seront ensuite exploités pour vérifier le système constructif choisi puis pour dimensionner les fondations

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction :

L'ingénieur joue un rôle crucial dans le domaine du génie civil. C'est lui qui conçoit, construit et gère les infrastructures qui structurent notre environnement. Cette étude souligne l'importance fondamentale de l'ingénieur civil en mettant en lumière ses compétences techniques, sa capacité à résoudre des problèmes complexes et son impact sur la société. L'analyse du rôle de l'ingénieur nous permet de mieux comprendre sa contribution fondamentale au développement durable et à la qualité de vie au sein de nos sociétés. Il est classé selon les règlements parasismiques algérien (RPA modifier en 2003) dans une zone de faible sismicité zone.

I.2 Présentation du projet :

I.2.1 Présentation de l'ouvrage :

Le présent projet consiste à étudier un bâtiment à usage commercial et habitation composé :

D'une construction de 25 logement promotionnels

Un Rez-de-chaussée destiné comme un étage commercial

D'une cave + sous-sol, parking 4place

Ce bâtiment est implanté fedden Sbaa-Route Chetouane-Ilot 128 et 129 Section090-Tlemcen, il est classé selon les règlements Algérien (RPA modifier en 2003) dans une zone de faible sismicité zone I

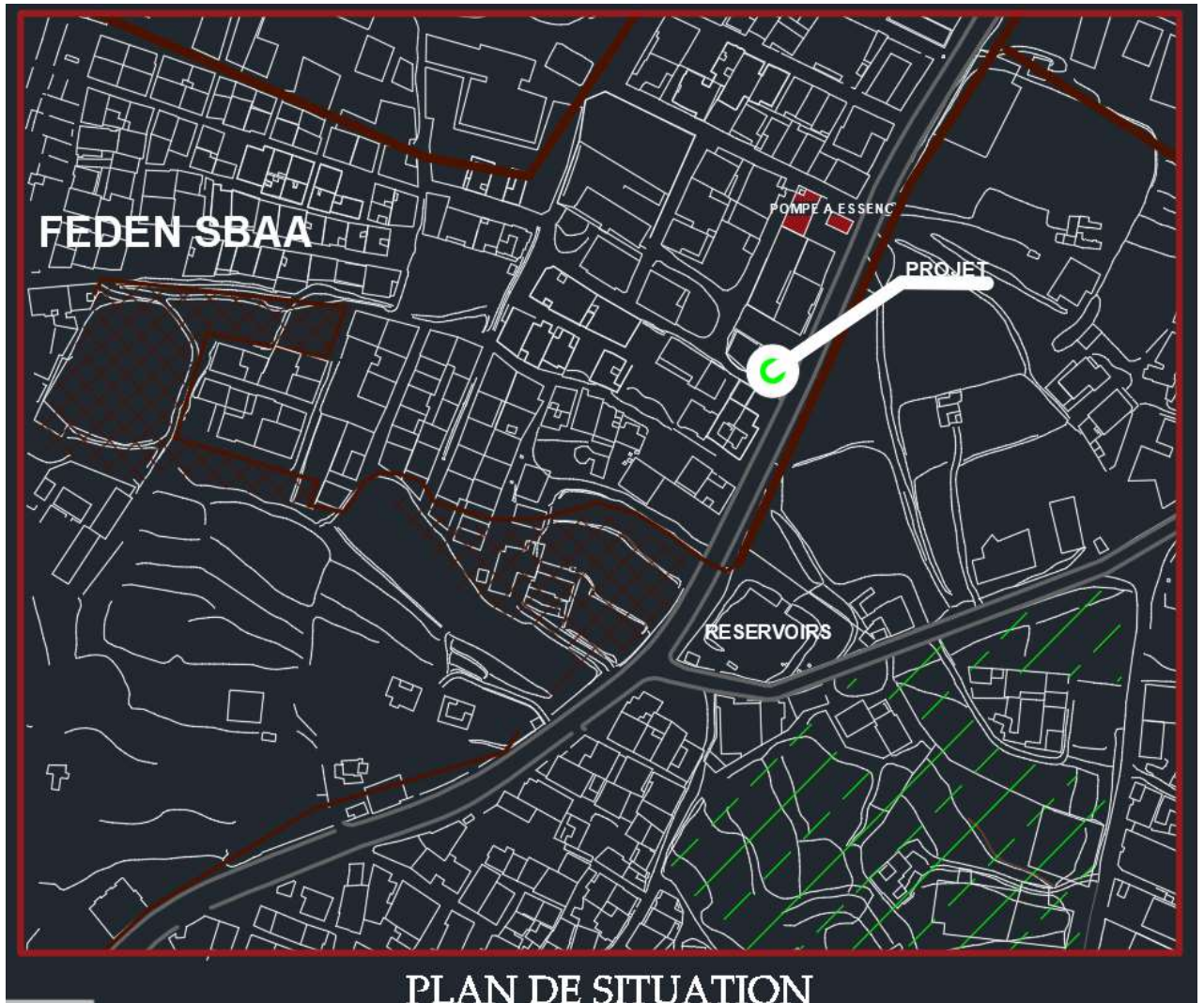


Figure I-1: plans de situation

I.3 Caractéristiques géométriques :

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques du bâtiment.

Longueur totale du bâtiment	22,20m
Largeur totale du bâtiment	15,75 m
Hauteur totale du bâtiment	41,51m
Hauteur du sous-sol	3,06m
Hauteur du RDC	4,45 m
Hauteur des étages courants	3,40m (après la Modification en plan)

I.3.1 Classification de l'ouvrage selon son importance :

Le niveau de la protection parasismique du bâtiment doit être modulé en fonction de l'enjeu. Associé à une classification des bâtiments en catégorie d'importance et donc établie en fonction des risques pour la sécurité des personnes.

Tout ouvrage doit être classé dans l'un des 4 groupes :

Groupe 1A : Ouvrage d'importance vitale.

Groupe 1B : Ouvrage de grande importance.

Groupe 2 : Ouvrage courant ou d'importance moyenne.

Groupe 3 : Ouvrage de faible importance.

Notre bâtiment est collectif. Sa hauteur ne dépasse pas 48 m.

Il est classé dans le groupe 2 selon le RPA 99 v 2003

Le site est considéré comme un site meuble (S3).

La contrainte admissible du sol $\sigma_{adm} = 2 \text{ bar}$

I.3.2 Conception de l'ouvrage

I.3.2.1 Ossature :

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 V2003. Et puisqu'il répond aux conditions de l'article 1-b du RPA99 V2003, et qu'il dépasse quatre niveaux (16m), le contreventement sera assuré par un contreventement mixte avec justification d'interaction portique-voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des Sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au Moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.3.2.2 Planchers :

Dans ce cas deux types de planchers sont utilisés :

Plancher corps creux :

Les poutrelles sont coulées avec le corps creux d'épaisseur : 25 cm, la dalle de compression est de 5 cm.

Plancher dalle pleine : Selon le BAEL91, pour une bonne isolation acoustique l'épaisseur du plancher doit être supérieur à 13 cm. Alors on adopte 15 cm.

I.3.2.3 Escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec trois volées et deux paliers inter étage en béton armé.

I.3.2.4 Balcon :

Les balcons seront réalisés en dalle pleine.

I.3.2.5 Acrotère :

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de 60 cm.

I.3.2.6 Maçonnerie :

- Murs extérieurs : sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparés par un vide de 5 cm.
- Murs intérieurs : sont réalisés en simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.3.2.7 Revêtement :

- Enduit en ciment et en plâtre pour les murs et les plafonds.
- Revêtement en carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Revêtement par étanchéité multicouche pour les planchers terrasses.

I.3.2.8 Isolation :

L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les plancher terrasses ; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

I.4 Caractéristique mécanique des matériaux :

Le béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées). Avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés.

C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde dans le domaine de la construction.

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés.

I.4.1.1 Résistance du béton :

a. Résistance du béton à la compression :

Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âge, d'après des essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Elle est notée f_{c28} .

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours}$$

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

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

b. Résistance du béton à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours notée f_{tj} est plus faible que la résistance à la compression et elle est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06$$

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa}$$

I.4.1.2 Déformations longitudinales du béton :

- Le module de déformation longitudinale instantané :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{Pour le calcul sous charges de courte durée } E_{ij} = 32164,195\text{M}$$

- Le module de déformation longitudinale différé :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{Pour le calcul sous charges de longue durée } E_{vj} = 10818,86\text{MPa}$$

I.4.1.3 Coefficient de poisson :

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition, est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$\nu = 0,0$ dans le calcul des sollicitations à l'ELU (béton fissuré). $\nu = 0,2$ dans le calcul des déformations à l'ELS.

I.4.1.4 Contraintes limites :

a. A l'ELU :

Le diagramme contrainte-déformation du béton utilisé dans ce cas est le diagramme de calcul dit : « parabole-rectangle » il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées $\sigma_{bc}=2\%$ et $\sigma_{bc} = f_{bc}$

D'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet.

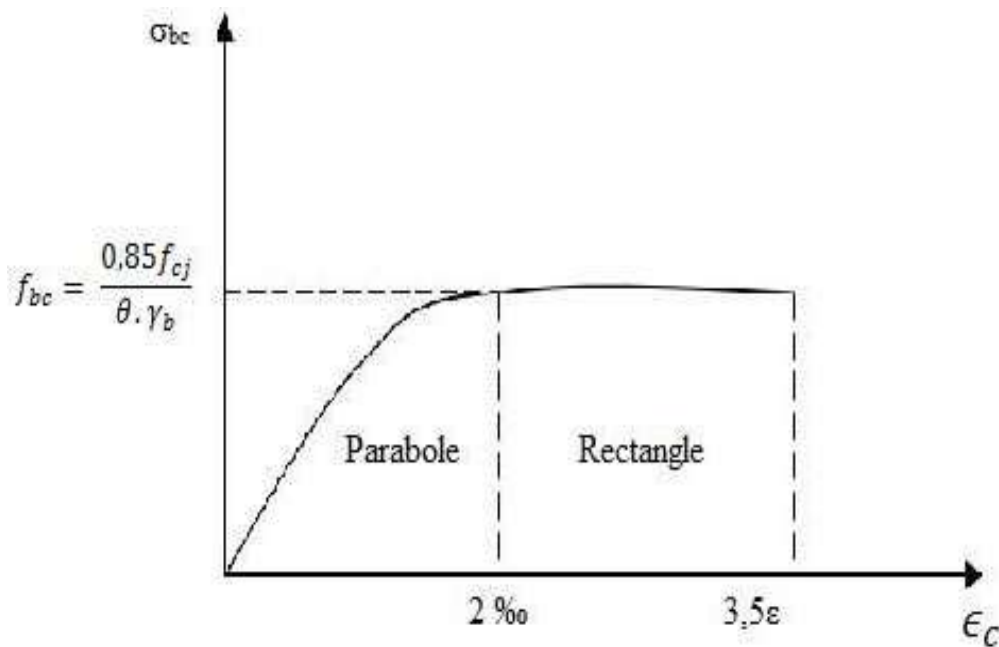


Figure I.1 : Diagramme contrainte – déformation de béton

Avec :

ε_{bc} : Déformation du béton en compression

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$

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

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$ cas générale

$\gamma_b = 1,15$ cas de combinaisons accidentelles.

\emptyset : Facteur de durée d'application des charges

Tableau I.2 : Facteur de durée d'application des charges

\emptyset	Durée d'application
1	24h
0.9	$1\text{h} \leq \text{durée} \leq 24\text{h}$
0.85	<1h

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement

$$0 < \sigma_{bc} < 2\text{‰} \quad \rightarrow \quad \sigma_{bc} = f_{bc} \left\{ 1 - \left\{ \frac{2 \times 10^{-3} - \varepsilon_{bc}}{2 \times 10^{-3}} \right\}^2 \right\}$$

$$2\text{‰} < \sigma_{bc} < 3,5\text{‰} \quad \rightarrow \quad \sigma_{bc} = f_{bc}$$

b. A l'ELS :

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme des contraintes reste dans le domaine élastique linéaire, et est défini par son module d'élasticité.

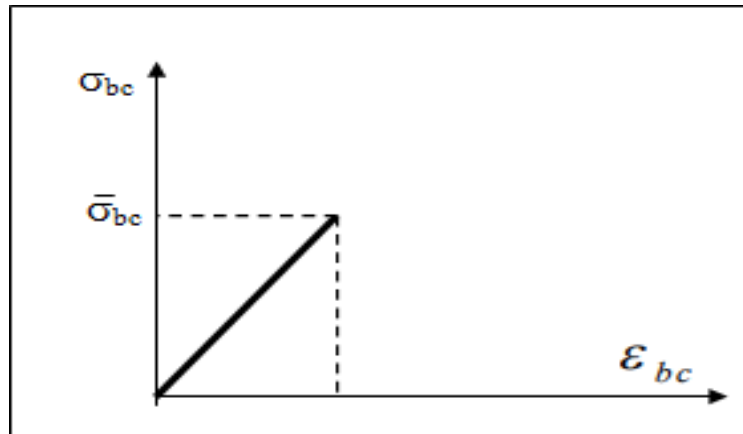


Figure I.2 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à $\sigma_{bc}=0.6 f_{cj}$

L'acier :

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone en faible pourcentage (comprises entre 0,02 % et 2 % en masse pour le carbone).

Les aciers sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction, pour limiter la fissuration.

I.4.1.5 Différent type d'acier :

On utilise en construction les nuances d'acier suivantes :

a. Les ronds lisses (R.L) :

- Fe E 215 MPA
- Fe E 235 MPA

b. Les hautes adhérences (H.A) :

- Fe E 400 MPA
- Fe E 500 MPA

c. Les treillis soudés (T.S) :

- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5$ mm
- Treillis soudés de maille 200 x 200 mm² avec $\Phi = 5$ mm

I.4.1.6 Diagramme contrainte/déformation de calcul des aciers :

a. ELU :

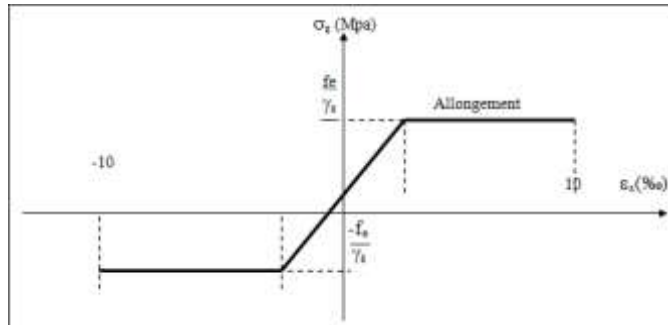
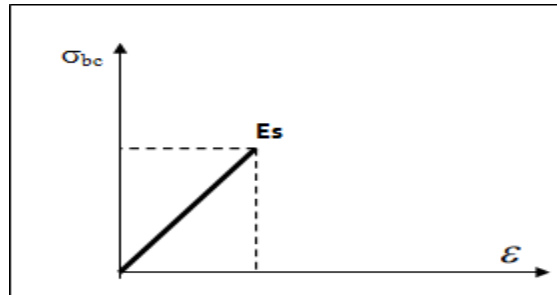


Figure I.3 : Diagramme de déformations – contraintes.

γ_s : Coefficient de sécurité $\rightarrow \gamma_s := \begin{cases} 1.5 \text{ cas general} \\ 1 \text{ cas accidental} \end{cases}$



b. ELS :

Figure I.4 : Diagrammes des contraintes de l'acier à l'ELS

Dans l'état limite de service, la contrainte σ_{ST} sera limité uniquement pour l'ouverture des fissures :

Fissuration non (peu) préjudiciable $\rightarrow \sigma_{st}$ pas de limite

Fissuration très préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta f_{t28}})$

Avec η : Coefficient de fissuration : $\rightarrow \begin{cases} \eta=1 \text{ pour les RL} \\ \eta=1,6 \text{ pour les HA} \end{cases}$

I.4.1.1 Module d'élasticité longitudinal :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est égal à la valeur suivante : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

I.5 Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
 - La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
 - Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$
 - Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32164.20 \text{ Mpa}$.
 - Pour les armatures de l'acier :
- Longitudinales : on a choisi le : « feE.400 » H.A
-Transversales : on a choisi le : « feE.235 » R.L
-Treillis soudés (de la dalle de compression) : « fe.E.500 » H.A $f_e=500\text{MPa}$;

150x150mm²

Avec $\Phi = 6 \text{ mm}$

I.6 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

ELU :

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

1.35G+1.5 Q : G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

- S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes, les règles parasismiques Algériennes ont prévu les combinaisons d'action suivantes :
- $\begin{cases} 0.8G \pm E \\ G+Q \pm E \end{cases}$

Pour Les poteaux dans les ossatures auto stables, la combinaison est remplacée par la combinaison suivante : $G + Q \pm 1.2E$

Avec :

E : effort de séisme

- **ELS** : La seule combinaison à considérer est : **G+Q**

CHAPITRE II :

PRÉDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

II.1 Descente de charges :

II.1.1 Détermination de l'épaisseur du plancher :

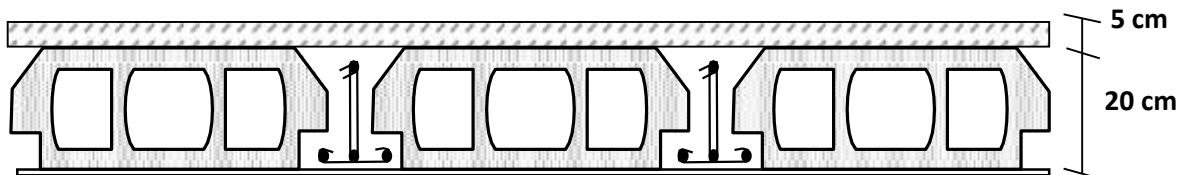
Pour épaisseur ou plancher on utilise la condition de flèche $\rightarrow \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$

Avec L : la portée max d'une poutrelle $L_{max} = 5,20m \rightarrow h_t \geq \frac{520}{22,5} = 23,11cm$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale **$h_t = 25cm$** .

Soit un plancher (20+5) cm avec 20cm \rightarrow corps creux

5 cm \rightarrow dalle de compression.



II.1.2 Descente des charges :

Le but de calculer la descente de charges est de déterminer les charges et surcharges affectées à chaque élément de support à chaque niveau de plancher.

Les charges définies par le D.T.R sont les suivantes :

- **G** : la charge permanente qui représente le poids mort.
- **Q** : la charge d'exploitation ou la surcharge.

II.1.3 Plancher terrasse accessible :

Tableau II.1 : Descente des charges (sous-sol)

Désignation	E_p (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Dalle en BA	0,22	25	5,5
Enduit en ciment	2	9	0,18
Cloisons internes	0,04	18	0,72

Chapitre II: Descente de charges et pré dimensionnement

- Charge permanente (poids propre) → $G=6,4\text{KN/m}^2$
- Sur charge d'exploitation → $Q=2,5\text{KN/m}^2$

Tableau II.2 : Descente des charges (terrasse accessible)

N	Désignation	E_p (cm)	Masse volumique (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Isolation thermique	4	4	0.16
5	Plancher corps creux	20+4	-	3.1
6	Enduit en plâtre	2	10	0.20

- Charge permanente (poids propre) → $G=4.62\text{KN/m}^2$
- Sur charge d'exploitation → $Q=1\text{KN/m}^2$

II.1.3.2 Plancher étage courant, RDC :

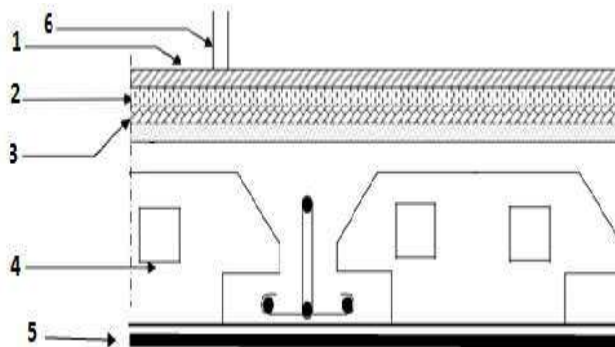


Figure II.1: Plancher étage courant, R.D.C

Tableau II.3 : Descente des charges (Plancher étage courant, R.D.C)

N	Désignation	Ep (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de ciment	2	20	0.4
3	Mortier de pose (sable fin)	2	17.5	0.35
4	Plancher à corps creux	20+4	-	3.1
5	Enduit en plâtre	2	10	0.2
6	Cloisons	10	-	0.9

- Charge permanente (poids propre) → **G=5.39 KN/m²**
- Sur charge d'exploitation :
 - **Q=5KN/m²** commerce(RDC)
 - **Q=1.5KN/m²** chambres (niveau 1-9)

II.1.3.3 Balcon :

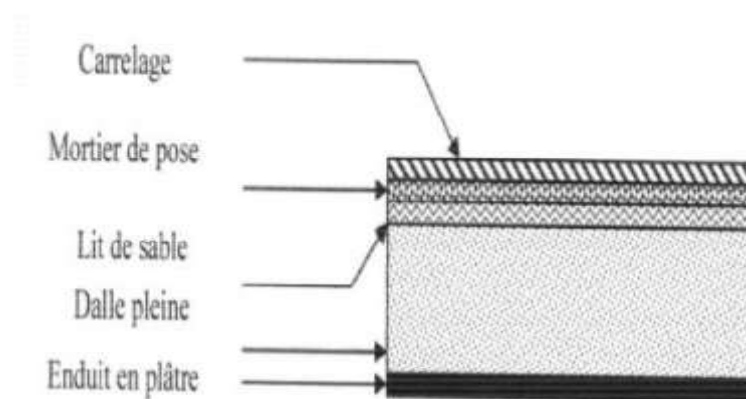


Figure II.2 : Balcon

Tableau II.4 : Descente des charges (Balcon)

N	Désignation	E_p (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lit de sable	2	17.5	0.35
4	Dalle en Béton armé	15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	2	10	0.2

- Charge permanente (poids propre) : → $G=5.14 \text{ KN/m}^2$
- Sur charge d'exploitation : → $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$

II.1.3.4 Murs extérieurs (double paroi) :

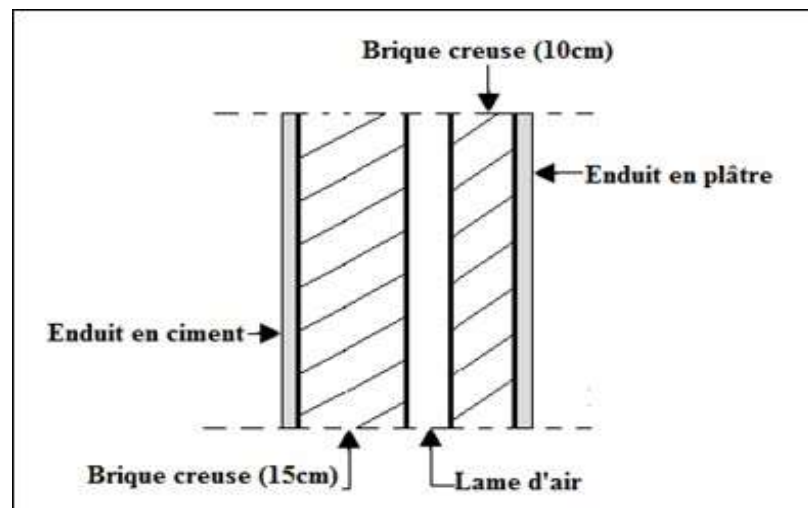


Figure II.3 : Coupe transversale du mur extérieur

Tableau II.5 : Charge permanents des murs extérieurs

N	Désignation	E_p (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit extérieur en ciment	0.02	0.4
2	Brique creuse	0.15	1.35
3	Brique creuse	0.10	0.9
4	Enduit intérieur en ciment	0.02	0.4

- Charge permanente (poids propre) → $G= 3.05 \text{ KN/m}^2$

II.1.3.5 Murs intérieurs :

- ❖ **Type 1:** Entre chambre :

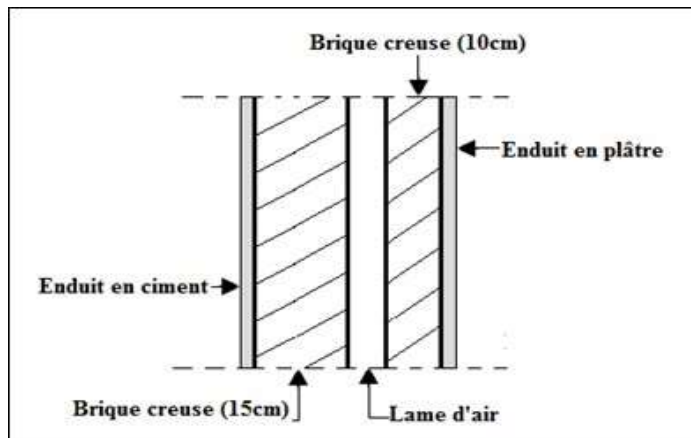


Figure II.4 : Coupe transversale des murs intérieurs (type 1)

Tableau II.6 : Charge permanents des murs intérieurs (type 1)

	Désignation	E_p (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	0.18
2	Brique creuse	0.10	0.90
3	Enduit en plâtre	0.02	0.18

- Charge permanente (poids propre) → $G=1.26 \text{ KN/m}^2$

❖ **Type 2** : Commerces, bureaux :

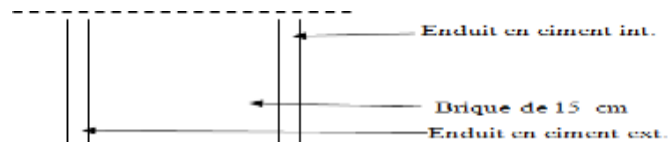


Figure II.5 : Coupe transversale des murs intérieurs (type 2)

Tableau II.7: Charge permanents des murs intérieurs (type 2)

N	Désignation	E_p (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	0.18
2	Brique creuse	0.15	1.35
3	Enduit en plâtre	0.02	0.18

- Charge permanente (poids propre) → $G=1.71 \text{ KN/m}^2$

II.2 PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX :

II.2.1 Introduction :

L'objectif du Prédimensionnement est d'établir les dimensions des divers éléments de la structure (planchers, poutres, poteaux, voiles). Ces dimensions sont sélectionnées conformément aux recommandations du RPA99/version2003 et du C.B.A.93 (B.A.E.L91). Le prédimensionnement constitue la base de la justification de la résistance, de la stabilité et de la durabilité de l'ouvrage face aux sollicitations suivantes :

Sollicitations verticales : Ces sollicitations résultent des charges permanentes et des surcharges d'exploitation qui influent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

Sollicitations horizontales : Généralement provoquées par des séismes, ces sollicitations horizontales nécessitent des éléments de contreventement, tels que les portiques et les voiles.

Il est important de noter que les résultats obtenus ne sont pas définitifs et peuvent être modifiés après vérifications et calculs ultérieurs.

II.2.2 Prédimensionnement des poteaux :

II.2.2.1 Le poteau le plus sollicité (poteau centrale) : [2]

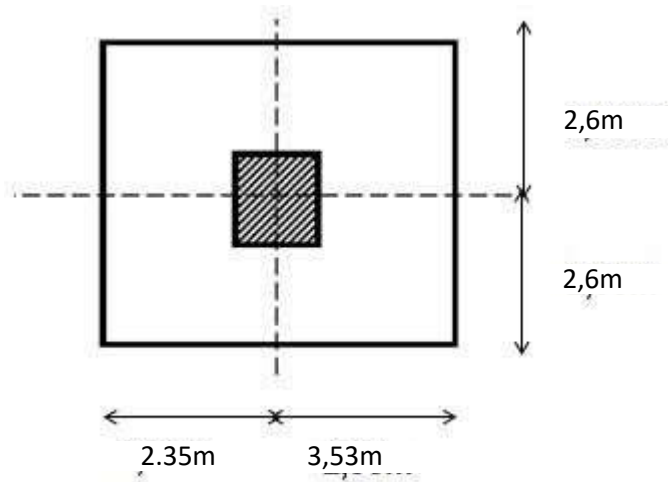


Figure II.6 : Section supporté par le Poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité de cet ouvrage est le poteau de l'axe (4-C) ; c'est celui qui supporte

des charges réparties sur une surface égale : $S = 30,576 \text{ m}^2$.

Avec :

S : surface supportée par le poteau le plus défavorable. On suppose une charge moyenne de :

$$Q=1 \text{ t/m}^2 \quad N_u = Q.S.n$$

- N_u = effort normal ultime.
- Q : charge moyenne répartie de 1 t/m^2 .
- n : nombre d'étage (plancher). Poteau de sous-sol

$$(n=11 \quad N_u=1 \times 30,576 \times 11=336,336 \quad N_u=3,36 \text{ MN})$$

Section réduite (Br) :

$$Br \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{F_{bc}}{0.9} + \frac{0.85 \times F_e}{100 \times \gamma_s}}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \text{ si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = \frac{(0,85 \times \lambda^2)}{1500} \text{ si } 50 < \lambda < 70$$

On fixe un élanement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1.2$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (cas générale)}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

Avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$. $\gamma_s = 1.5$

$$Q = 1 \text{ (charge > 24h)}$$

$$Br \geq \frac{1,2 \times 4,04}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}}$$

$$\rightarrow Br \geq 0.216l$$

$$a \geq \sqrt{Br} + 0,02$$

$$a \geq 46,48 \text{ cm}$$

On prend $a = b = 60 \text{ cm}$

II.2.2.2 Vérification des conditions du RPA99 (version 2003) :

- $\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm}$ $\rightarrow \text{CV}$
- $\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20 = 306 / 20 = 15 \text{ cm}$ $\rightarrow \text{CV}$
- $1/4 < a/b < 4 \rightarrow 1/4 < 1 < 4$ $\rightarrow \text{CV}$

II.2.2.3 Vérification du poteau au flambement :

Le poteau le plus défavorable est le poteau du 9ème étage parce qu'il a la plus faible section.

a. Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a^4}{12} = \frac{60^4}{12} = 1080000 \text{ cm}^4$$

b. Rayon de giration i_x, i_y :

$$i_x = i_y = \sqrt{I_x / ab} = \sqrt{1080000 / 60^2} = 17,32 \text{ cm}$$

c. Elancement mécanique $\lambda(x,y)$

$$L_f = K \times H_0$$

Avec :

L_f : longueur de flambement.

$H_0=3,06\text{m}$ (la hauteur sur le plafond).

$K=0,7$; Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

$$\lambda_x = \lambda_y = L_f / i_x = 0,7 \times 3,06 / 17,32 = 12,36$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 12,36 < 50 \rightarrow \text{CV}$$

II.2.3 Prédimensionnement des poutres :

II.2.3.1 Définition :

Une poutre en génie civil est un élément structural horizontal qui supporte des charges transversales

a. Les poutres principales :

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

- Elles relient les poteaux.
- Elles Supportent la dalle.

b. Les poutres secondaires (chainages) :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

II.2.3.2 Pré dimensionnement :

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a

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

- L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.
- h : hauteur de la poutre.

Les poutres principales : L=7 .07m

$$\text{Donc } \frac{707}{15} \leq h \leq \frac{707}{10} \rightarrow 47,13 \leq h \leq 70$$

Alors, on prend : h = 50 cm

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \rightarrow 10 \leq b \leq 25$$

On prend min de **RPA99 V2003** → b = 30 cm

a. Les poutres secondaires : L = 5.20 m

$$\text{Donc } \frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10} \rightarrow 34,67 \leq h \leq 47$$

Alors, on prend : h = 40 cm

On prend min de **RPA99 V2003** → b = 30 cm

D'après le **R.P.A 99 V2003** :

- $b \geq 25 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 25 \rightarrow \text{CV}$
- $b \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm} > 30 \rightarrow \text{CV}$

II.2.4 Récapitulation de pré dimensionnement :

Tableau II.8 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres

NIVEAU	POTEAUX	POUTRES PRINCIPALES	POUTRES SECONDAIRES
Sous-sol	(60x60)	(30x50)	(30x40)
RDC	(60x60)	(30x50)	(30x40)
1 ^{er} étage	(60x60)	(30x50)	(30x40)
2 ^{eme} étage	(50x50)	(30x50)	(30x40)
3 ^{eme} étage	(50x50)	(30x50)	(30x40)
4 ^{eme} étage	(50x50)	(30x50)	(30x40)
5 ^{eme} étage	(40x40)	(30x50)	(30x40)
6 ^{eme} étage	(40x40)	(30x50)	(30x40)
7 ^{eme} étage	(40x40)	(30x50)	(30x40)
8 ^{eme} étage	(30x30)	(30x50)	(30x40)
9 ^{eme} étage	(30x30)	(30x50)	(30x40)
10 ^{eme} étage	(30x30)	(30x50)	(30x40)

II.2.5 Prédimensionnement des voiles :

II.2.5.1 Voile de contreventement :

Zone de Tlemcen :

- Nombre d'étages > 4
- La hauteur > 12 m

II.2.5.2 Voile de soutènement :

Pour soutenir le sol et avoir une bonne sécurité

Le **RPA99 V2003** considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$\begin{cases} L > 4a \\ a \geq \frac{h_e}{20} \end{cases}$$

Avec :

L : longueur du voile

a: épaisseur des voiles ($a_{\min} = 15$ cm)

h_e : hauteur libre d'étage (3,40)

$$a \geq \frac{340}{20} = 0,17\text{m} \rightarrow a = 20 \text{ cm}$$

Tableau II.9: Dimensions des voiles contreventements

NIVEAU	Epaisseur a(cm)
SS.RDC.1 ^{er} 10 ^{eme} étage	20

II.3 Conclusion du prédimensionnement :

Il est essentiel de mettre en évidence les choix de conception adopté et de souligner l'importance de respecter les normes de sécurité et de durabilité.

CHAPITRE III:

ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1 ETUDE DU PLANCHER :

III.1.1 Introduction :

Dans le vaste domaine de la construction, les éléments structuraux se divisent en deux catégories distinctes les éléments principaux et les éléments secondaires.

Alors que les premiers jouent un rôle crucial dans la stabilité et la résistance des structures, les seconds apportent des fonctionnalités supplémentaires et une esthétique souvent recherchée.

Ce chapitre se concentre exclusivement sur l'étude des éléments secondaires, ceux dont la contribution au contreventement est indirecte et dont l'analyse demeure indépendante de l'action sismique.

III.1.2 Dimensionnement du plancher :

Dans notre structure les planchers sont réalisés en :

- Planchers en corps creux.

La hauteur du plancher a été déterminée précédemment dans le chapitre II. On a va procéder avec une dalle en corps creux de 25 cm de hauteur (20 cm pour le corps creux et 5 cm pour la dalle compression).

Pour déterminer l'effort tranchant et le moment fléchissant appliquer sur les poutrelles, il existe trois méthodes :

- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.
- Méthode forfaitaire.

III.1.3 Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, calculées à la flexion simple.

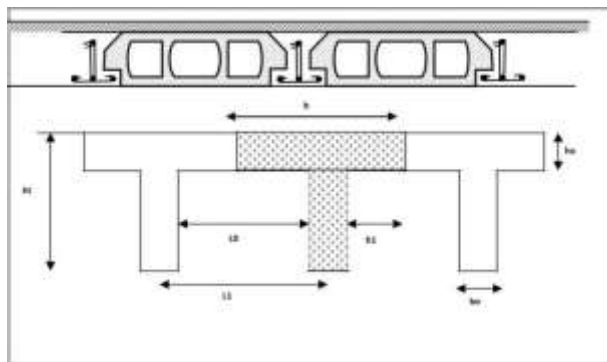


Figure III.1 : Plancher en corps creux

III.1.4 Différentes charges des poutrelles :

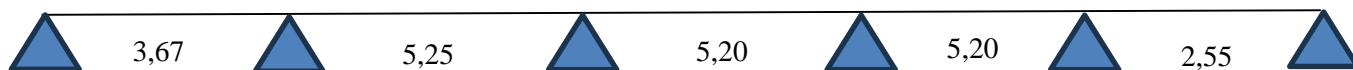
Tableau III.1: Evaluation des charges

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Combinaison d'action	
			ELU (KN/ml) $Q_u = b(1,35G + 1,5Q)$	ELS (KN/ml) $Q_s = b(G + Q)$
RDC Commerce	5,39	5	9,60	6,75
Terrasse accessible	4,62	1	5,029	3,65
Etage à usage D'habitation	5,39	1,5	6,19	4,48

III.1.5 Types des poutrelles :

➤ **SOUS-SOL :**

TYPE 1 :

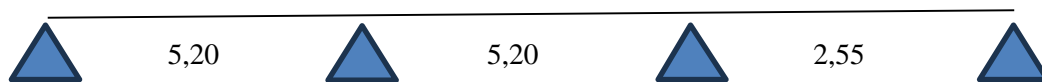


TYPE 2:

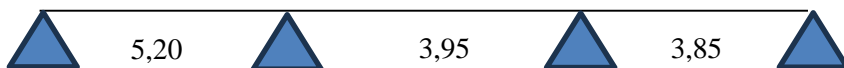


Chapitre III: Etude des éléments secondaires

TYPE 3 :

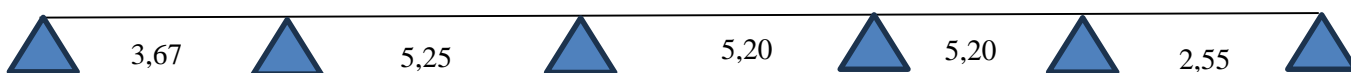


TYPE 4 :

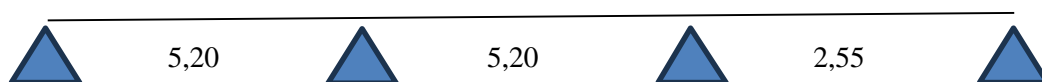


➤ REZ-DE-CHAUSSEE :

TYPE 1 :



TYPE 2:



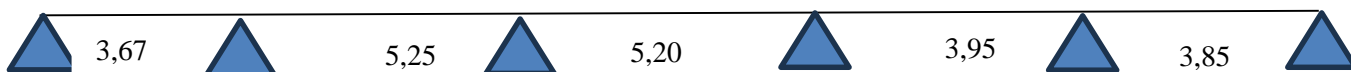
TYPE 3 :



TYPE 4 :

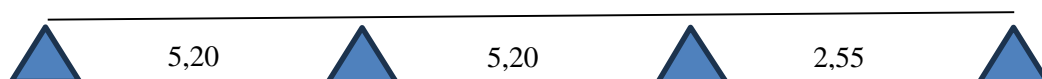


TYPE 5:



➤ Etage1-6 :

TYPE 1:



Chapitre III: Etude des éléments secondaires

TYPE 2 :



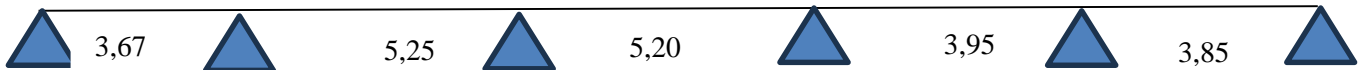
TYPE 3 :



TYPE 4 :



TYPE 5 :



➤ Etage 7-8 :

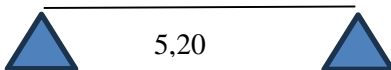
TYPE 1 :



TYPE 2 :



TYPE 3 :



TYPE 4 :



TYPE 5 :



➤ **Etage 9 :**

TYPE 1 :



TYPE 2 :



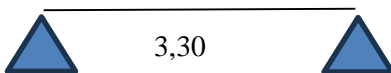
TYPE 3 :



TYPE 4 :

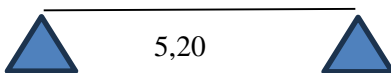


TYPE 5 :

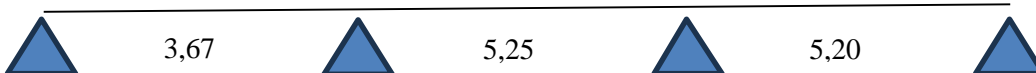


➤ **Etage 10 :**

TYPE 1 :



TYPE 2 :



TYPE 3:



TYPE 4:



III.1.6 Calcul de largeur b de la poutrelle :

On a :

h_t : Hauteur de la nervure $\rightarrow h_t = 20 + 5 = 25$ cm

h_0 : Hauteur de la dalle de compression $\rightarrow h_0 = 5$ cm

b_0 : Largeur de la nervure $\rightarrow b_0 = 12$ cm

$L_0 := 2 \times b_1 \rightarrow L_0 = 2 \times b_1$

L : La largeur max $L = 520$ cm

B : Largeur de la dalle $\rightarrow B = 2b_1 + b_0$ H_t : La hauteur du plancher $\rightarrow H_t = 25$ cm

Selon les règles de B.A.E.L91:

La largeur de la dalle de compression 'B' est déterminé comme suit : $L = 5,25$ m

$L_1 = 65$ cm, $B = 2b_1 + b_0 \dots (1)$

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_1 - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm} \leq 480 \\ b_1 \leq \frac{525}{10} = 52,5 \text{ cm} \\ 30 \leq b_1 \leq 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit : $b_1 = 26,5$ cm.

De $b_1 = 2(26,5) + 12 = 65$ cm.

III.1.7 Détermination des efforts internes :

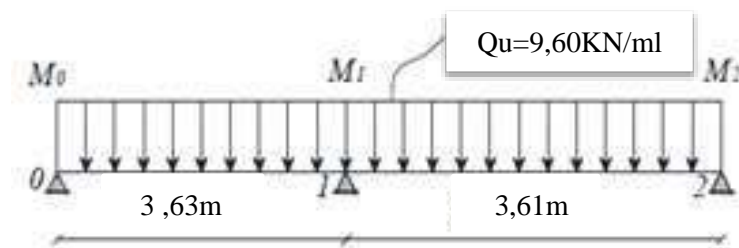
Il y a seize types de poutrelles, on va déterminer les efforts internes pour le type 05 par la méthode des trois moments et les autres sont calculés directement par logiciel SAP2000.

ELU :

E < L'équation des trois moments s'écrit :

$$L_1 M_0 + 2 \times (L_1 + L_2) \times M_1 + L_2 \times M_2 + 6 A_1 = 0$$

Supposant $M_0 = M_2 = 0 \text{ KN.m}$



Appui (1) $\rightarrow 3.63M_0 + 2 \times (3.63 + 3.61) \times M_1 + 3.61 \times M_2 + 6 A_1 = 0$

$$\rightarrow 14.48M_1 + 6A_1 = 0$$

a. Calcul d'A1, M1:

• Travée 0 – 1 :

$$MF/0 = 0 \rightarrow -R_{1g} \times (3.63) + 2/3 \times 3.63 [9.60 \times (3.63)^2 / 8] \times 3.63/2 = 0$$

$$\rightarrow R_{1g} = 19.03 \text{ KN.}$$

• Travée 1 – 2 :

$$MF/2 = 0 \rightarrow -R_{1d} \times (3.61) + 2/3 \times 3.61 [9.60 \times (3.61)^2 / 8] \times 3.61/2 = 0$$

$$\rightarrow R_{1d} = 18.82 \text{ KN.}$$

$$A_1 = R_{1d} + R_{1g} \rightarrow A_1 = 18.82 + 19.03 \rightarrow A_1 = 37.85 \text{ KN. } 14.48M_1 + 6A_1 = 0$$

$$\rightarrow M_1 = -6(37.85)/14.48 = -15.68 \text{ KN.m}$$

b. Calcul de l'effort tranchant et moment fléchissant entravée :

• Travée 0-1 :

$$R_0 + R_1 = q_u \cdot L_1.$$

$$\Sigma M/1 = 0 :$$

$$R_0 \cdot L_1 - q_u \cdot L_1^2 / 2 - M_1 = 0.$$

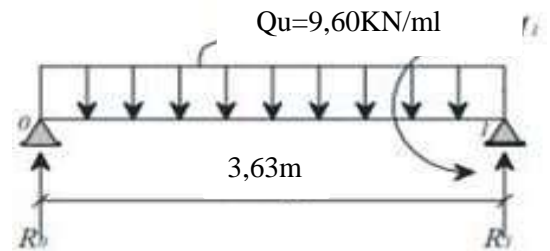
$$R_0 = 13,10 \text{ KN} \quad R_1 = 21,75 \text{ KN}.$$

$$M(x) = R_0 \cdot x - q_u \cdot x^2 / 2 \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(3,63) = -15,67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - q_u \cdot x \begin{cases} T(0) = 13,10 \text{ KN} \\ T(3,63) = -21,75 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} : \text{si } T(x) = 0 \rightarrow x = R_0 / q_u \rightarrow x = 1,36 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 8,94 \text{ KN.m}$$



• Travée 1-2

$$R_1 + R_2 = q_u \cdot L_2$$

$$R_1 \cdot L_2 - q_u \cdot L_2^2 / 2 + M_1$$

$$= 0 \quad R_1 = 21,67 \text{ KN}$$

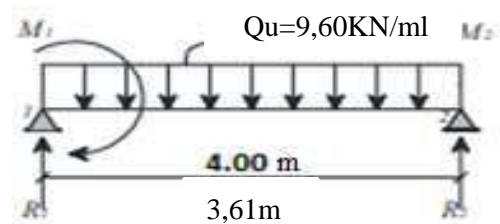
$$R_2 = 12,99 \text{ KN}.$$

$$M(x) = R_1 \cdot x - q_u \cdot x^2 / 2 + M_1 \rightarrow \begin{cases} M(0) = M_1 = -15,67 \text{ KN.m} \\ M(3,61) = 0 \end{cases}$$

$$T(x) = R_1 - q_u \cdot x \rightarrow \begin{cases} T(0) = R_1 = 21,67 \text{ KN} \\ T(3,61) = -12,99 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} : \text{si } T(x) = 0 \rightarrow x = R_1 / q_u \Rightarrow x = 2,26 \text{ m}.$$

$$M_{\max} = 8,79 \text{ KN}$$



ELS :

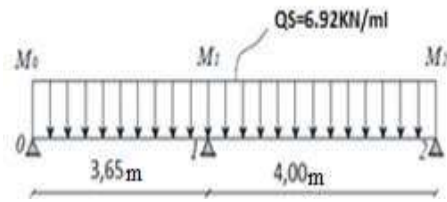
L'équation des trois moments s'écrit :

$$L_1 M_0 + 2 \times (L_1 + L_2) \times M_1 + L_2 \times M_2 + 6 A_1 = 0$$

Supposant $M_0 = M_2 = 0$ KN.m

Appui (1) $\Rightarrow 3,63 M_0 + 2 \times (3,63 + 3,61) \times M_1 + 3,61 \times M_2 + 6 A_1 = 0$

$$\rightarrow 14,48M_1 + 6A_1 = 0$$



c. Calcul d'A₁, M₁:

- **Travée 0 – 1 :**

$$MF/0 = 0 \rightarrow -R_{1g} \times (3,63) + 2/3 \times 3,63 [7,54 \times (3,63)^2 / 8] \times 3,63/2 = 0 \rightarrow R_{1g} = 15,03 \text{ K N.}$$

- **Travée 1 – 2 :**

$$MF/2 = 0 \rightarrow -R_{1d} \times (3,61) + 2/3 \times 3,61 [7,54 \times (3,61)^2 / 8] \times 3,6/2 = 0.$$

$$\rightarrow R_{1d} = 14,78 \text{ KN.}$$

$$A_1 = R_{1d} + R_{1g} \rightarrow A_1 = 14,78 + 15,03 \Rightarrow A_1 = 29,81 \text{ KN.}$$

$$14,48M_1 + 6A_1 = 0 \rightarrow M_1 = -6(29,81)/14,48 = -12,35 \text{ KN.m}$$

d. Calcul de l'effort tranchant et moment fléchissant entravée :

• **Travée 0-1 :**

$$q_s = 7,54 \text{ KN/ml} \quad R_0 + R_1 = q_s \cdot L_1 \quad \Sigma M/1 = 0 :$$

$$R_0 \cdot L_1 - q_s \cdot L_1^2 / 2 - M_1 = 0.$$

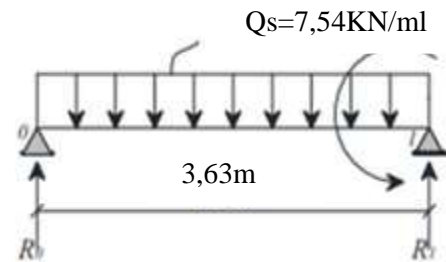
$$R_0 = 10,28 \text{ KN} \quad R_1 = 17,09 \text{ KN}.$$

$$M(x) = R_0 \cdot x - q_s \cdot x^2 / 2 \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(3,63) = -12,36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - q_s \cdot x \rightarrow \begin{cases} T(0) = 10,28 \text{ KN} \\ T(3,63) = -17,09 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max}: \text{ si } T(x) = 0 \rightarrow x = R_0 / q_s \Rightarrow x = 1,36 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 7 \text{ KN.m}$$



• **Travée 1-2**

$$R_1 + R_2 = q_s \cdot L_2$$

$$R_1 \cdot L_2 - q_s \cdot L_2^2 / 2 + M_1$$

$$= 0 \quad R_1 = 17,03 \text{ KN}$$

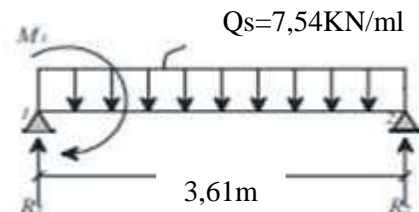
$$R_2 = 10,19 \text{ KN}.$$

$$M(x) = R_1 \cdot x - q_s \cdot x^2 / 2 + M_1 \rightarrow \begin{cases} M(0) = M_1 = -12,35 \text{ KN.m} \\ M(3,63) = 0 \end{cases}$$

$$T(x) = R_1 - q_s \cdot x \rightarrow \begin{cases} T(0) = R_1 = 17,03 \text{ KN} \\ T(3,61) = -10,19 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max}: \text{ si } T(x) = 0 \rightarrow x = R_1 / q_s \Rightarrow x = 2,26 \text{ m}.$$

$$M_{\max} = 6,88 \text{ KN}$$



Les résultats obtenus par le logiciel SAP2000 sont représentés dans les tableaux ci-après

Sous-sol :

Tableau III.2 : Tableau des moments et effort tranchants Sous-sol

Type	ELU			ELS		
	M _{tr max} (KN.m)	M _{ap max} (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{tr max} (KN.m)	M _{ap max} (KN.m)	T _{max} (KN)
1	17,15	-30,39	-34,96	12,33	-21,85	-25,14
2	27,68	-33,47	40,63	19,89	-26,22	-29,22
3	26,26	-32,20	40,71	18,88	-27,47	29,28
4	28,65	-31,63	39,45	20,60	-22,75	28,37

RDC :

Tableau III.3 : Tableau des moments et effort tranchants RDC

Type	ELU			ELS		
	M _{tr max} (KN.m)	M _{ap max} (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{tr max} (KN.m)	M _{ap max} (KN.m)	T _{max} (KN)
1	20,34	-31,03	-41,46	14,33	-25,38	-29,20
2	31,14	-32,31	48,28	21,93	-31,91	34
4	33,86	-33,83	46,85	23,85	-26,64	32,99
5	19,38	-30,66	-41,70	13,66	-26,52	-29,39

Etage 1-6 :

Tableau III.4 : Tableau des moments et effort tranchant Etage 1-6 :

Type	ELU (KN.m)			ELS (Kn.m)		
	M _{tr max} (KN.m)	M _{ap max} (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{tr Max} (KN.m)	M _{ap max} (KN.m)	T _{max} (KN)
1	31,14	-32,31	48,28	21,93	-31,91	34
2	20,34	-31,03	-41,46	14,33	-25,38	-29,20
3	9,68	-16,15	-22,43	7,01	-11,69	16,43
4	22,18	-24,78	30,69	16,06	-17,94	22,22

Etage 7-8 :

Tableau III.5 : Tableau des moments et effort tranchants Etage 7-8 :

Type	ELU			ELS		
	M _{trmax} (KN.m)	M _{ap max} (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{tr Max} (KN.m)	M _{ap max} (KN.m)	T _{max} (KN)
1	19,06	-33,37	32,34	13,80	-24,16	23,41
2	9,68	-16,15	-22,43	7,01	-11,69	16,43
3	33,42	0	25,92	24,20	0	18,77
4	20,99	-28,05	-31,32	15,20	-20,31	-22,67
5	22,06	-26,75	-31,27	15,98	-19,37	-22,64

Etage 9 :

Tableau III.6 : Tableau des moments et effort tranchants Etage 9 :

Type	ELU			ELS		
	M _{tr} max (KN.m)	M _{ap} max (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{tr} max (KN.m)	M _{ap} max (KN.m)	T _{max} (KN)
1	-25,49	21,92	30,82	15,87	-18,46	22,32
2	12,34	-24,46	27,06	8,93	-17,71	-19,63
3	9,68	-16,15	-22,43	7,01	-11,69	16,43
4	22,06	-26,75	-31,27	15,98	-19,37	-22,64
5	13,29	0	16,45	9,63	0	11,91

Etage 10 :

Tableau III.7 : Tableau des moments et effort tranchants Etage 10

Type	ELU			ELS		
	M _{tr} max (KN.m)	M _{ap} max (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{tr} Max (KN.m)	M _{ap} max (KN.m)	T _{max} (KN)
1	33,42	0	25,92	24,20	0	18,77
2	20,57	-29,20	-31,54	14,90	-21,14	-22,83
3	9,68	-16,15	-22,43	7,01	-11,69	16,43
4	22,06	-26,75	-31,27	15,98	-19,37	-22,64

III.1.8 Ferrailage des poutrelles : (flexion simple)

Pour calculer de ferrailage des poutrelles on prend le type 1 de Sous-sol comme un exemple de calcul et on pose le résultat trouvé des autres types dans un tableau récapitulatif.

III.1.8.1 Ferrailage longitudinal :

a. ELU :

- En Travée

$$M_{max} = 15,33 \text{ KN.m}$$

$$M_{tr} = b \times h_0 \times f_{bc} \times (d - h_0/2)$$

Avec :

$$b = 0,65 \text{ m} ; h_0 = 0,05 \text{ m} ; f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} ; h = 25 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,25 = 0,225 \text{ m}$$

Donc :

$$M_{tr} = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times (0,225 - 0,05/2) = 0,092 \text{ MN.m}$$

Donc $M_{tr} > M_{max}$, cela implique que l'axe neutre est dans la table, le calcul en flexion Simple se fait avec une section étant rectangulaire, de base $b=65 \text{ cm}$ et hauteur $h=25 \text{ cm}$.

$$\mu = M_u \text{ max} / b d^2 f_{bc} = 15,33 \times 10^{-3} / 0,65 \times (0,225^2) \times 14,17$$

$$\mu = 0,033 < \mu_R = 0,392 \text{ (FeE 400)}$$

La section est à simple armature

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,033)}) = 0,042$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,225(1 - 0,4 \times 0,042) = 0,221 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \frac{15,33 \times 10^{-3}}{0,221 \times 347,83} = 1,994 \text{ cm}^2$$

Les choix est de : **3T12 = 3,39 cm²**

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{65 \times 25}{1000}; 0,23 \times 65 \times 22,5 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,625; 1,765) \text{cm}^2$$

$$\text{Donc } A_{ST} = 1,765 \text{cm}^2 \quad \text{cv}$$

- **En appuis**

$$M_{\max} = -27,15 \text{KN.m}$$

$M_{\max} < M_{tr}$ → on fait le calcul pour la même section rectangulaire (12x 25cm²).

$$b = 0,12 \text{m}; d = 0,225 \text{m}; h = 0,25 \text{m}; f_{bc} = 14,17 \text{MPa.}$$

$$\mu = M_{u \max} / b d^2 f_{bc} = 27,15 \times 10^{-3} / 0,12 \times (0,225^2) \times 14,17$$

$$\mu = 0,315 < \mu_R = 0,392$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section est à simple armature

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,015)}) = 0,4899$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,225(1 - 0,4 \times 0,489) = 0,181 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{Mu}{Z\sigma_{st}} \quad A_{st} \geq \frac{27,15 \times 10^{-3}}{0,181 \times 347,83} = 4,312 \text{cm}^2$$

Les choix est de : **3T14 = 4,62 cm²**

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{400} \right) \text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{65 \times 25}{1000}; 0,23 \times 12 \times 22,5 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (0,3; 0,32) \text{cm}^2$$

b. ELS :

- **En travée**

: $M_{s \text{ Max}} =$

10,96Kn.m

Position de l'axe neutre :

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

$$35,5 X^2 - 50,85 (22,5 - X) = 0$$

$$32,5 X^2 + 50,85X - 1144,125 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 389,001$$

→ $X = 5,20 \text{ cm} > 5 \text{ cm}$ → l'axe neutre tombe se trouve la nervure, donc :

$$32,5 X^2 - 50,85 (22,5 - 5,2) - 26,5 (x - 5)^2 = 0$$

$$32,5 X^2 + 50,85X - 1144,125 - 26,5 x^2 - 662,5 + 265 x = 0$$

$$6x^2 + 315,85 x - 1806,625 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 378,312 \rightarrow X = 5,20 \text{cm}$$

Détermination de moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{bx^3}{3} - \left(\frac{b - b_0}{3} \right) (x - h_0)^3 + nA_{st}(d - x)^2 = 0$$

$$I = \frac{65 \times 5,2^3}{3} - \left(\frac{65 - 12}{3} \right) (5,2 - 5)^3 + 15 \times 3,39(22,5 - 5,2)^2 = 0$$

I=18265,2618 cm⁴

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{Mserx x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{20,28 \times 10^{-5} \times 5,2}{18265,2618 \times 10^{-8}} = 2,926 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = n \frac{Mser(d-x)}{I} = 15 \frac{10,28 \times 10^{-5} (22,5 - 5,20)}{18265,2681 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 146,05 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{nxft_{28}}\right) \text{ Fissuration prejudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,66, 201,63)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{cv}$$

Détermination de moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{bx^3}{3} - \left(\frac{b-b_0}{3}\right)(x-h_0)^3 + nAs(d-x)^2 = 0$$

$$I = \frac{65 \times 5,2^3}{3} - \left(\frac{65-12}{3}\right)(5,2-5)^3 + 15 \times 3,39(22,5-5,2)^2 = 0$$

$$I = 18265,2618 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{Mserx x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{20,28 \times 10^{-5} \times 5,2}{18265,2618 \times 10^{-8}} = 2,926 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}(d-x)}{I} = 15 \frac{10,28 \times 10^{-5} (22,5 - 5,20)}{18265,2681 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 146,05 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n x f_{t28}}\right) \text{ Fissuration prejudiciable, avec } \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,66, 201,63)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{c v}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{25,15 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,225}$$

$$\tau_u = 0,931 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \rightarrow \text{c v}$$

III.1.8.2 Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(1,2; \frac{25}{35}; \frac{12}{10}\right)$$

$$\phi_t = 0,71 \text{ On prend } \phi_t = 6 \text{ cm}$$

a. Calcul de l'espacement :

D'après le RPA 99 V2003:

Zone Nodale :

$$St \leq \min(h/4; 12\phi_l; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(25/; 12 \times 1,2; 30 \text{ cm}) \quad \text{On prend } St = 5 \text{ cm}$$

Zone courant :

$$St \leq h/2 = 25/2 = 12,5$$

$$\text{On prend } St = 10 \text{ cm}$$

b. Condition de non fragilité

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{Mpa}\right) \rightarrow \frac{0,28 \times 400}{12 \times 10} \geq \text{Max}(0,328; 0,4\text{Mpa}) \rightarrow \text{CV}$$

Vérification au glissement :

- En appui:

$$V_u - \mu u / 0,9d$$

$$V_u = 14,16\text{kN.m}; V_u = 25,15\text{KN}$$

$$-46,99 < 0 \rightarrow \text{CV}$$

III.1.8.3 Calculer de l'encrage :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot T_{s'}}$$

$$\text{Avec : } T_{s'} = 0,6(\phi)^2 f_{tj}(\phi) = 1,5 \text{ acier}$$

$$\text{HA) } T_{s'} = 0,6(1,5)^2 \cdot 2,1 = \mathbf{2,835 \text{ Mpa}}$$

$$L_s = \frac{1,2 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 42,328\text{cm} = 423\text{mm}$$

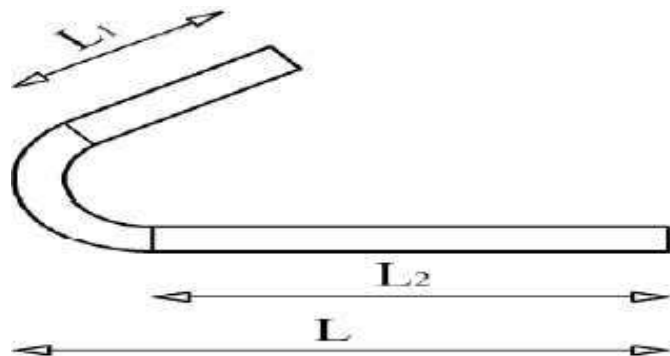


Figure III.2 : Ancrage des armatures

On adopte un crochet à 90° → $\alpha = 1,87 ; \beta = 2.19$

R=5.5 ϕ (acier HA) → $R = 5.5 \times 1.2 = 6.6 \text{ cm} = 66 \text{ mm}$

$$L \geq L_2 + r + \frac{\phi}{2}$$

$$L_2 = L_s - \alpha \times L_1 - \beta \times r$$

Avec $L_1 = 10\phi = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm} = 120 \text{ mm}$ (Règle CBA)

$$L_2 = 423 - (1.87 \times 120) - (2.19 \times 66)$$

$$\mathbf{L_2 = 54.06 \text{ mm}}$$

$$L \geq 54,06 + 66 + \frac{12}{2}$$

$L \geq 126,06 \text{ mm}$ → On prend : **L = 15 cm**

Tableau III.8 : Tableau d'ancrage des armatures

ϕ (mm)	Ts' (Mpa)	Ls (cm)	L1 (cm)	r (cm)	L2 (cm)	L (cm)
12	2,835	42,328	12	6,6	5,40	15
14	2,835	49,38	14	7,7	6,34	15

III.1.8.4 Vérification de la flèche :

$$f \leq f_{admissible} \quad \text{Avec } f_{admissible} = \frac{l}{1000} + 0,5cm$$

$$L=5,25m \rightarrow f_{admissible} = 0,0098 m$$

Calcul de f :

$$I = \frac{bx^3}{12} + 15 Ast(h/2 - d')^2 = \frac{0,65 \times 0,25^3}{12} + 15 \times 3,39 \times 10^{-4} (0,25/2 - 0,025)$$

$$I = 13,545 \cdot 10^{-4} m^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\sigma_{(2+3 \times b_0/b)}} \quad \text{Avec } \sigma = \frac{3,39 \cdot 10^{-4}}{0,12 \cdot 0,225} \rightarrow \sigma = 0,0125$$

$$\text{Donc } \lambda_i = 0,105 / 0,0319 = 3,29$$

$$U = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \cdot \sigma + f_{t28}} \quad u = 0,81$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i X u} = \frac{1,1 \times 13,454 \cdot 10^{-4}}{1 + 3,29 \times 0,81} = 4,065 \cdot 10^{-4} m^4$$

$$\frac{I}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i X i F_i} = \frac{0,01028}{32164,2 \times 4,065 \cdot 10^{-4}} = 0,00786 m - 1$$

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,2 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc la flèche : } f = \frac{l^2}{10} \times \frac{I}{\gamma} = \frac{5,25^2}{10} \times 0,00786$$

$$\rightarrow f = 0,018 < f_{admissible} = 0,0098 m$$

\rightarrow CV

--

Tableau III.9 : Tableau du ferrailage des poutrelles

Niveau	Type de poutrelle	Ast calculé (cm ²)		Armatures Longitudinales		Armatures Transversales	Espacement (cm)	
		En Travée	En Appui	En Travée	En Appui		Zone nodale	Zone Courant
Sous-sol	Type 1	2,24	5,02	3T12	4T14	Ø6	5	10
	Type 2	3,65	5,79	4T12	4T14			
	Type 3	3,48	5,48	4T12	4T14			
	Type 4	3,40	5,39	4T12	4T14			
RDC	Type 1	2,65	5,18	3T12	4T14	Ø6	5	10
	Type 2	4,13	5,49	4T12	4T14			
	Type 3	2,04	2,23	3T12	3T14			
	Type 4	4,49	4,86	5T12	4T14			
	Type 5	2,53	5,10	3T12	4T14			
Etage (1-6)	Type 1	4,13	5,49	4T12	4T14	Ø6	5	10
	Type 2	2,65	5,18	3T12	4T14			
	Type 3	1,24	1,78	3T12	2T14			
	Type 4	2,91	3,44	3T12	3T14			
Etage (7-8)	Type 1	2,49	5,21	3T12	4T14	Ø6	5	10
	Type 2	1,24	1,78	3T12	2T14			
	Type 3	4,42	2,74	4T12	2T14			
	Type 4	2,74	4,50	3T12	4T14			
	Type 5	2,89	3,80	3T12	3T14			
Etage (9)	Type 1	3,45	3,29	4T12	3T14	Ø6	5	10
	Type 2	1,59	1,78	2T12	2T14			
	Type 3	1,25	2,31	2T12	2T14			
	Type 4	2,89	4,23	3T12	3T14			
	Type 5	1,72	0	2T12	2T14			

Etage (10)	Type 1	4,42	0	5T12	3T14	Ø6	5	10
	Type 2	2,69	4,77	3T12	4T14			
	Type 3	1,45	2,30	2T12	2T14			
	Type 4	2,90	4,25	3T12	4T14			

III.1.9 Ferrailage de la dalle de compression :

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

20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.

30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles. Suivant B.A.E.L 91 : si

$$50\text{cm} \leq L_1 \leq 80\text{cm} \rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{f_e} \quad (L_1 \text{ en cm})$$

$$L_1 \leq 50\text{cm} \rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e}$$

Avec :

L1: Distance entre axes des poutrelles (L1=65cm)

$f_e = 500 \text{ Mpa}$

A1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles

(AP)

A2: Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A1 = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2$$

$$A2 = \frac{A1}{2} = 0,32$$

On adopte un treillis soudé pour les différents planchers de 6 Ø (30 × 30) cm

III.2 Etude de l'acrotère

III.2.1 Introduction :

L'acrotère est une élévation architecturale qui couronne un édifice, souvent sous forme d'une sculpture ou d'un élément décoratif. Elle garantit la sécurité des occupants tout en préservant l'intégrité de la partie supérieure du revêtement pour empêcher toute infiltration, assurant ainsi un drainage efficace vers la membrane d'étanchéité du toit-terrasse, le tout avec une esthétique architecturale soignée.

III.2.2 Evaluation des charges :

La masse volumique de béton = **2500 Kg /m³**.

a. Poids propre (effort normal):

$$S = (0,05 \times 0,1) / (2) + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,0675 \text{ m}^2 / 1G = 0,0675 \times 25 = 1,6875$$

kN/ml.

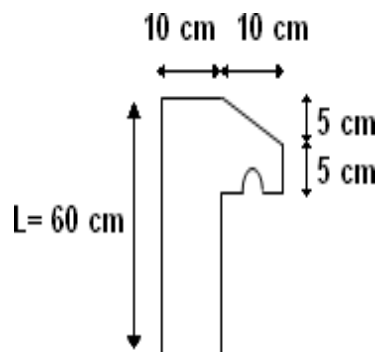


Figure III.3 : Coupe transversale de l'acrotère

b. Charge d'exploitation :

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

$A = 0,1$ coefficient d'accélération de la zone

$W_p = 168,75 \text{ kg/ml}$ poids de l'acrotère

$C_p = 0,8$ facteur de la force horizontale

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 168,75 = 54 \text{ kg/ml}$$

$$G = 1,6875 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 0.54 \text{ kN/ml}$$

III.2.2.1 Calcul à l'E.L.U :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,6875 \rightarrow N_u = 2,28 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 0,54 \rightarrow Q_u = 0,81 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = Q_u \times \frac{h^2}{2} = 0,81 \times \frac{0,6^2}{2} \rightarrow M_u = 0,146 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'excentricité à l'ELU :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,146}{2,28} = 0,064$$

$$\text{On a : } h_t = 10 \text{ cm}$$

$$e > \frac{ht}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

$6,4 \text{ cm} > 1,67 \text{ cm} \rightarrow$ La section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

III.2.2.2 Calcul à l'E.L.S:

$$N_s = G = 1,6875 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = \frac{Ql^2}{8} = 0,54 \times 0,6^2 / 2 = 0,097$$

III.2.3 Détermination du Ferrailages :

a) ELU :

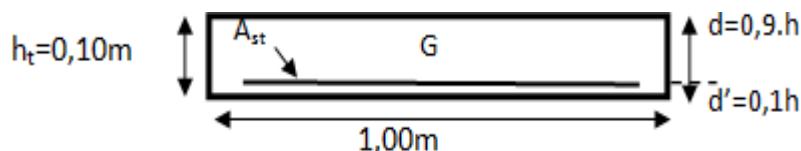


Figure III.4 : Section de calcul d'acrotère

Moment de flexion fictif (M_A) : Chapitre III: Etude des éléments secondaires

$$M_A = e_a \cdot Nu ; e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_A = Nu \cdot e + Nu \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_A = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,146 + 2,28 \times \left(0,9 \times 0,1 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,237 \text{ kN.m}$$

➤ Moment réduit (μ_u) :

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,37 \cdot 10^{-4}}{1,0 \cdot 0,9^2 \cdot 14,17} = 2,06 \cdot 10^{-3}$$

$$\mu_u < \mu_R = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{Section a simple armature (Pivot A, Asc = 0)}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_u}) = 2,58 \cdot 10^{-3}$$

$$Z = d (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,089$$

$$A_{st} \geq \frac{M_A}{z \cdot \sigma_{st}} = 7,6 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^2$$

On prend alors comme section **Ast** la section minimale imposée par le RPA99 et par la règle de non fragilité : BAEL91, m99, (flexion composée ; p173).

$$A_{st} \geq \max\left(A_{st} - \frac{N}{\sigma_{st}} ; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{\sigma_{st} \cdot z} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 7,6 \cdot 10^{-2} - \frac{2,28 \cdot 10^{-3}}{348} = 1,1 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^2 \text{ (section faible)}$$

Donc : **Ast** est pris selon la formule de non fragilité

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(1,1 \cdot 10^{-6} \text{ m} ; 1,09 \cdot 10^{-4} \text{ m})$$

$$A_{st} \geq 1,09 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

Donc : on adopte : **Ast = 3T8 = 1,51 cm²**

b) ELS :

➤ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \text{ Avec } \sigma_{bc} = 0,6. f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \text{ (choisis en fonction de la fissuration)}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \text{ Avec :}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \cdot Z \cdot Y_s}{I} ; \sigma_{st} = \frac{\eta \cdot N_s \cdot Z \cdot (d - Y_s)}{I}$$

$$\eta = 15$$

$$N_s = 1,6875 \text{ kN}$$

$$M_s = 0,097 \text{ kN}.$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = 0,057 \text{ m. } Y_s = Z + C ; \text{ Avec :}$$

$$C = \left(\frac{h}{2}\right) - e = -0,007 \text{ m}$$

Z est défini par l'équation du 3^{ème} degré suivante : $Z^3 + p \cdot Z + q = 0$

$$P = -3C^2 \cdot \frac{(c-d') \cdot 6\eta \cdot Ac}{b} + \left(\frac{6\eta \cdot Ast \cdot (d-c)}{b}\right) \text{ et } Asc = 0$$

$$P = -3(-0,007)^2 - 90 \times 1,51 \times 10^{-4} \times \frac{(0,09+0,007)}{1} = -1,47 \cdot 10^{-3}$$

$$q = -2C^3 \cdot \frac{(c-d')^2 \cdot 6\eta \cdot Asc}{b} + \left(\frac{6\eta \cdot Ast \cdot (d-c)^2}{b}\right)$$

$$q = -2(-0,007)^3 - 90 \times 1,51 \times 10^{-4} \times \frac{(0,09+0,007)^2}{1} = -1,27 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$\longrightarrow Z^3 - 1,47 \cdot 10^{-3} - 3(Z) - 1,27 \cdot 10^{-4} = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27} = (-1,27 \times 10^{-4})^2 + \frac{4(-1,47 \times 10^{-3})^3}{27} = 1,57 \cdot 10^{-8}$$

Donc $\Delta > 0$

$$T = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) = 1,26 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3 ; u = \sqrt[3]{T} = 0,05 \text{ m} ; z = u - \frac{p}{3u} = 0,0598 \text{ m}(l)$$

$$\text{Alors } y_s = Z + C = 0,0598 - 0,007 = 0,0528 \text{ m}$$

$$y_s = 0,0528 \text{ m}$$

➤ **Calcul d'inertie (I) :**

On calcul l'inertie de la section homogène réduite.

$$I = \frac{b \cdot y_s^3}{3} + 15 \cdot [a s t (d - Y_s)^2 + A' s t (Y_s - d')^2]$$

$$I = \frac{1 \cdot (0.0528)^3}{3} + 15 \cdot (1.51 \cdot 10^{-4}) \cdot (0.09 - 0.0528)^2 = 5.22 \cdot 10^{-5} m^4$$

➤ **La contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \cdot z \cdot Y_s}{I} = \frac{(1.6875) 10^{-3} \cdot (0.0598) \cdot (0.0528)}{5.22 \cdot 10^{-5}} = 0.102 Mpa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 Mpa$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots cv$$

➤ **La contrainte de l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{\eta \cdot N_s \cdot Z \cdot (d - Y_s)}{I} = \frac{15 \cdot (1.6875) \cdot 10^{-3} \cdot (0.0598) \cdot (0.09 - 0.0528)}{(5.22) \cdot 10^{-5}} = 1.079 Mpa$$

Fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3 f_e}; 110 \sqrt{n f t 28}\right) = 201.63 Mpa$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots cv$$

Donc : la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.38 cm^2$$

On choisit : $4\phi 6 = 1,13 cm^2$

$esp = 18 cm$

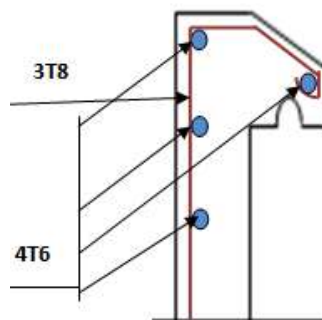
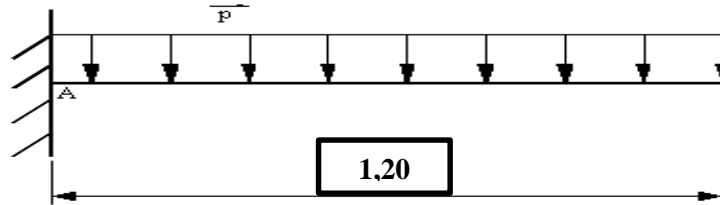


Figure III.5 : Ferrailage de l'acrotère

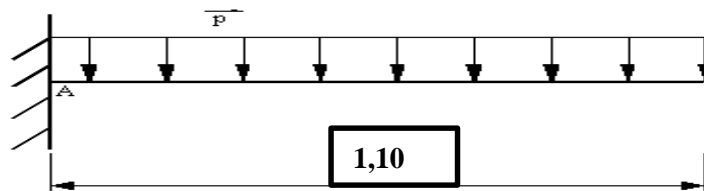
III.3 Dalle pleine Balcon :

Dans ce projet on a trois types de balcon :

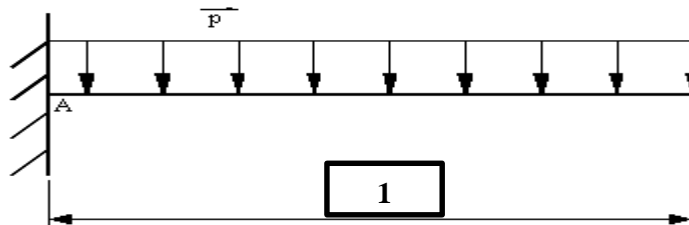
Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :



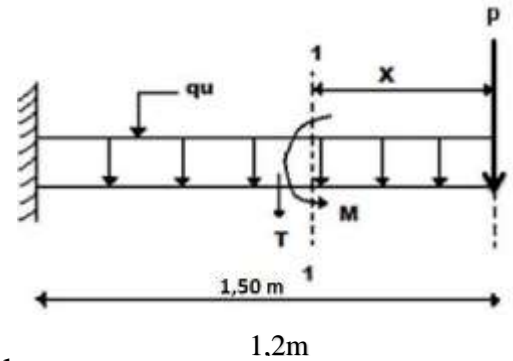
Donc on prend **type 1** comme un exemple de calcul et on pose les résultats trouvés des autres types dans un tableau récapitulatif :

III.3.1 Détermination de l'épaisseur de la dalle :

Calcul de l'épaisseur

$$h \geq \frac{Lx}{30} \rightarrow h \geq \frac{120}{30} \rightarrow h \geq 4\text{cm}$$

Donc on prend **h_{min} = 15 cm**



III.3.2 Combinaisons d'action :

Le calcul se fait comme une console pour une bande de 1ml.

$$G = 5,14$$

$$Q = 3,5$$

P : Charge du maçonnerie (ponctuelle)

$$P = \text{double parois} + \text{Enduit (ext et int)} P = 3,05 \text{ KN/m}^2$$

Sur une bande, d'une section rectangulaire, de largeur de 1m, on aura :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,23$$

$$p_u = 1,35P = 4,12$$

$$q_s = G + Q = 8,67$$

$$p_s = P = 3,05$$

III.3.3 Calcule moment et effort tranchant :

a. l'ELU :

Section 1-1 : $0 < X < 1,2$

$$M(x) = -q_u x \frac{x}{2} - p_u x \rightarrow \begin{cases} m(0) = 0 \\ m(1,2) = -13,72 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -q_u x - p_u \rightarrow \begin{cases} t(0) = -4,12 \text{ kn} \\ t(1,2) = -18,75 \text{ kn} \end{cases}$$

b. l'ELS :

Section 1-1 : $0 < X < 1,2$

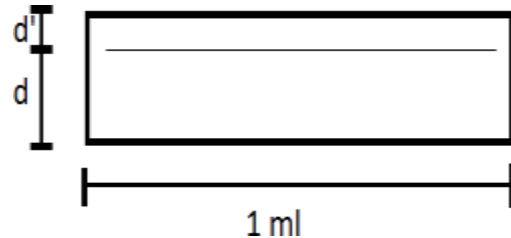
$$M(x) = -q_s x \frac{x}{2} - p_s x \rightarrow \begin{cases} m(0) = 0 \\ m(1,2) = -9,88 \end{cases}$$

$$T(x) = -q_s x - p_s \rightarrow \begin{cases} t(0) = -3,05 \\ t(1,2) = -13,42 \end{cases}$$

III.3.4 Calcul du ferrailage de la dalle plein balcon :

En considère le balcon comme une poutre en console soumise à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 15\text{cm} \\ d' = 0,1h = 1,5\text{cm} \\ d = 0,9h = 13,5\text{cm} \end{array} \right\}$$



a. **ELU :**

$$M_{\max} = 13,72 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = M_{u \max} / b d^2 f_{bc} = 0,01372 / 1 \times (0,135^2) \times 14,17$$

$$\mu = 0,053 < \mu_R = 0,392 \text{ (FeE 400)}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section est à simple armature

$$\alpha = 1,25 (12\sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1,25 (12\sqrt{1 - 2 \times 0,053}) = 0,068$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,225(1 - 0,4 \times 0,068) = \mathbf{0,131 \text{ m}}$$

$$\frac{Mu}{\sigma_{st}} = \frac{0,01372}{0,131 \times 347,83} = 3,01 \text{ cm}^2$$

• **Condition non fragilité :**

$$A_{st \min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

• **Section minimum du RPA :**

$$A_{st \min} = 0,5\% (b \cdot h) = 7,5 \text{ cm}^2$$

Les choix est de : **4T12=4,52 cm²**

- **Armature de répartitions :**

$$A_R = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \quad \text{Le choix est : 3T10}$$

- **Espacement :**

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(3 \cdot 15; 33) = 33 \text{ cm} \quad \text{B.A.E.L 91}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow \text{C V}$$

ELS:

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st}(d-x) = 0 \Rightarrow 50x^2 - 15 \cdot 4,52(13,5-x) = 0$$

$$50x^2 + 67,8x - 915,3 = 0 \rightarrow x = 3,654 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d-x)^2 \rightarrow I = 8199,03 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = 9,88 \cdot 10^{-3} \cdot 0,0365 / 8199,03 \cdot 10^{-7} = 4,39 \text{ MPA}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s (d-x)}{I} = 15 \times 9,88 \cdot 10^{-3} (0,135 - 0,365) / 8199,03 \cdot 10^{-7} = 17,8 \text{ MPA}$$

- **Calcul des contraintes admissibles :**

Béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Acier :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPA (Fissuration préjudiciable)}$$

Vérification :

$$\sigma_{bc} = 4,39 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = 17,8 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \rightarrow \text{CV}$$

b. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_s}; 4 \text{MPa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{18,75 \cdot 10^{-3}}{1,0,135} = 0,14 \text{Mpa} < \overline{\tau}_u \rightarrow \text{CV}$$

c. Vérification la flèche :

$$\frac{h}{l_x} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,15}{1,2} > \frac{1}{16} \rightarrow 0,125 > 0,0625 \rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{4,20}{f_e} \rightarrow \frac{4,52 \cdot 10^{-3}}{1,0,135} \leq \frac{4,20}{400} \rightarrow 0,033 < 0,0105 \rightarrow \text{CV}$$

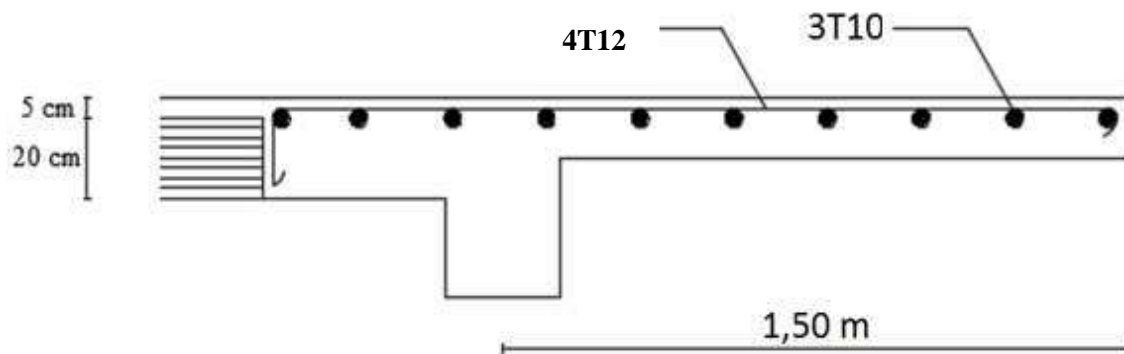


Figure III.6 : Ferrailage de la dalle pleine balcon de Type 1

III.3.1 Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine balcon :

Tableau III.10 : Tableau de ferrailages des balcons

	Armature longitudinal (cm ² /ml)			Armature de répartition (cm ² /ml)	
	A _{st} calculé (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{st} choisi	A _r calculé (cm ²)	A _r choisi
Type 1	3,01	7,5	5T14=7,7	1,13	3T10=2,36
Type 2	3,32	7,5	5T14=7,7	1,13	3T10=2,36
Type3	2,23	7,5	5T14	0,85	3T10=2,36

III.4 Étude des escaliers :

Les escaliers sont des structures qui permettent de passer d'un niveau à un autre dans un bâtiment composé de marches et de contremarche

Dans notre projet on va étudier 04 type des escaliers

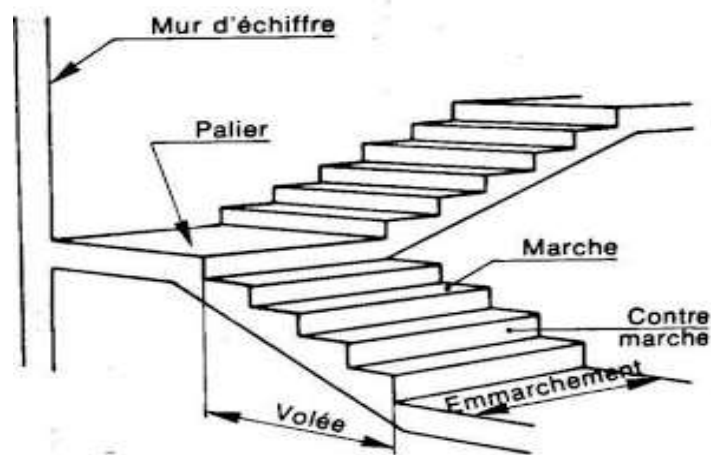


Figure III.7 : Schéma d'escalier

III.4.1 Dimensionnement des escaliers :

Pour passer d'un étage à un autre facilement, on prend « h » entre 14 et 20 cm : $14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$

Et « g » entre le 22cm et 33cm : $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

Pour vérifier que la condition convient, on utilise la formule empirique de « BLONDEL » :

$g+2h=m$; Avec: $59\text{cm} \leq m \leq 66\text{cm}$

Dans ce cas nous avons :

$14\text{ cm} \leq h \leq 17\text{ cm} \leq 20\text{cm}$ $22\text{ cm} \leq g \leq 30\text{ cm} \leq 33\text{cm}$ $59\text{ cm} \leq g+2h \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$

Donc on adopte : $h = 17\text{ cm}$; $g = 30\text{ cm}$

Tableau III.11: Dimension d'escalier

Niveaux		H(m)	h(m)	n	n'	g(m)
Sous-sols		3,06	0,17	12	11	0,30
RDC	Type 1	4,45	0,17	7	6	0,30
	Type 2			15	14	
	Type 3			18	17	
	Type 4			9	8	
les étages courants	Type 1	3,40	0,17	18	17	0,30

H : hauteur de l'étage.

h : hauteur de la marche.

n : nombre de contre marches.

n' : nombre de marches.

g : largeur de la marche.

III.4.1 Les différents types d'escaliers :

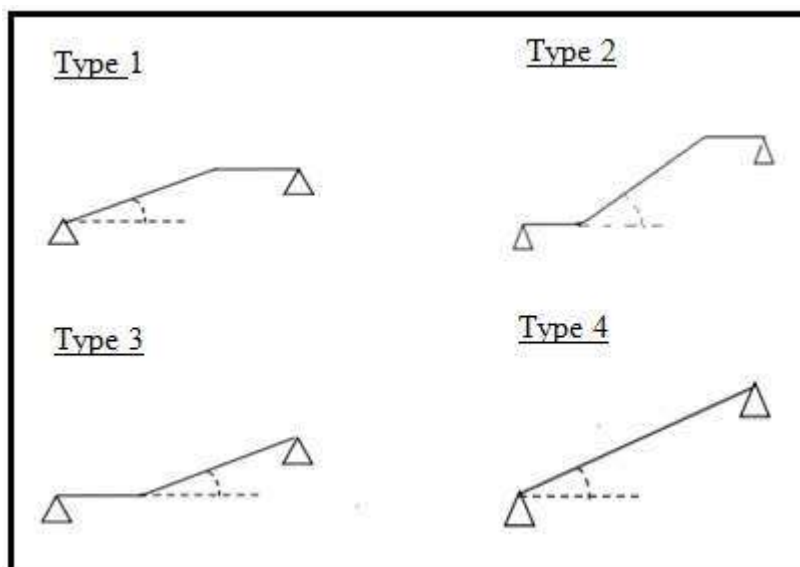


Figure III.8 : Les différents types d'escaliers

Tableau III.12: Les différents types d'escaliers

Niveau	Type	Volée1	Type	Volée2	Type	Volée3
Sous-sols	Type 1					
RDC	Type 1		Type 3		Type 4	
	Type2					
les étages courants	Type 1		Type2			

III.4.2 L'inclinaison de la paillasse :

$$\alpha = \arctg\left(\frac{Hv}{Lv}\right)$$

Avec :

Hv : la hauteur verticale de la volée.

Lv : la largeur horizontale de la volée.

Tableau III.13 : Les caractéristiques de différentes cages d'escalier

Niveau	Cage d'escalier	Volée	Type	Lv(m)	Hv(m)	Lp(m)	α
Sous-sols	Cage d'escalier 1	Volée1	Type1	2,40	1,36	1,35	29,54
RDC.	Cage d'escalier 1	Volée1	Type4	1,80	1,02	/	33,69
	Cage d'escalier 2	Volée1	Type1	2,40	1,36	1,35	29,54
		Volée2	Type3	1,50	0,85	1,35	29,54
	Cage d'escalier 3	Volée1	Type1	1,80	1,02	1,35	29,54
		Volée2	Type2	2,1	1,19	Lp1=1,30 Lp2=1,35	29,53
	Cage d'escalier 4	Volée1	Type3	1,80	1,02	1,35	29,53
	Etage courant	Cage d'escalier 1	Volée1	Type1	1,80	1,02	1,35
Volée2			Type2	2,1	1,19	Lp1=1,30 Lp2=1,35	29,53

III.4.3 L'épaisseur de la paillasse (e_v):

On va calculer avec la volée la plus

longue : $L_{\max}=240$ cm

$$\frac{L_v}{30} \leq e_v \leq \frac{L_v}{20}$$

$$L_v = \frac{L_v}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos(29,54)} = 275,86 \text{ cm (} l_v \text{ : longueur de volé).}$$

$$\frac{275,86}{30} \leq e_v \leq \frac{275,86}{20} \rightarrow 9,20 \leq e_v \leq 13,8 \text{ on prend } e_v=13\text{cm}$$

III.4.4 L'épaisseur de palier (ep) :

On calcul avec L_{\max} :

$$L_{\max}=135\text{cm}$$

$$\frac{L}{20} \leq ep \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{135}{20} \leq ep \leq \frac{135}{15} \rightarrow 6,75 \leq ep \leq 9 \rightarrow \text{On prend } 2\text{cm}$$

III.4.5 Descente des charges sollicitant l'escalier :

III.4.5.1 Palier :

Tableau III.14 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier

Désignation	ep (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	2	22	0.4
Mortier de ciment	2	20	0.4
Mortier de pose	2	17,5	0,35
Poids propre du palier	12	25	3
Enduit en plâtre	2	10	0.2

- Charge permanente $\rightarrow G=4,39\text{KN/m}^2$
- Surcharge $\rightarrow Q=2,5\text{KN/m}^2$

III.4.5.2 Paillasse :

Tableau III.15 : Evaluation des charges et des surcharges pour le paillasse

Désignation	ep (cm)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G (kN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	2	22	0.44
Mortier de ciment horizontal	2	20	0.4
Mortier de pose (sable fin)	2	17.5	0.35
Revêtement en carrelage vertical	2	$22 \cdot \frac{h}{g}$	0.25
Mortier de ciment vertical	2	$20 \cdot \frac{h}{g}$	0.23
Poids propre de la marche	$\frac{17}{2}$	22	1.87
Enduit en plâtre	2	$\frac{10}{\cos\alpha}$	$\frac{0,2}{\cos\alpha}$
Poids propre du paillasse	12	$\frac{25}{\cos\alpha}$	$\frac{3}{\cos\alpha}$

- Charge permanente $\rightarrow G=3,54+\frac{3,2}{\cos\alpha} = 7,22\text{KN}/ m^2$
- Surcharge $\rightarrow Q=2,5\text{KN}/m^2$

III.4.6 Evaluation des sollicitations :

Sur une bande, d'une section rectangulaire, et de largeur de 1 m, on a :

a. ELU

$$q_u=1.35G+1.5Q$$

b. ELS

$$q_s=G+Q$$

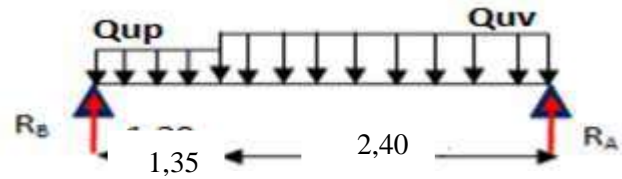
III.4.6.1 Détermination des efforts internes des escaliers :

Calcul d'escalier type 1 : (cage d'escalier 1)

$$G = 3,54 + \frac{3,2}{\cos \alpha} = 3,54 + \frac{3,2}{\cos(29,53)} = 7,22 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 4,39 \text{ KN/m}^2 \text{ (palier)}$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$



a. **ELU** $q_{uv} = 1,35(7,22) + 1,5(2,5) = 13,50 \text{ K/m}$ $q_p = 1,35(4,39) + 1,5(2,5) = 9,68 \text{ KNm}$

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B - 13,50 \cdot (2,40) - 9,68(1,35) \rightarrow R_A + R_B = 45,46$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 13,50(2,40) \left(\frac{2,40}{2} + 1,35 \right) - 9,68 \left(\frac{1,35^2}{2} \right) = 0$$

$$R_A = 24,38 \text{ KN}$$

$$R_B = 21,08 \text{ KN}$$

• **Le moment fléchissant et des efforts tranchants :**

$$0 < x < 1,35 :$$

$$M(x) = R_A \cdot x - 13,50 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$V(x) = R_A - 13,50 \cdot x$$

$$\rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$V(0) = 24,38 \text{ KN}$$

$$\rightarrow M(1,35) = 20,61 \text{ KN.m}$$

$$V(1,35) = 6,16 \text{ KN}$$

$$1,35 < x < 3,75$$

$$M(x) = R_A \cdot x - 13,50(2,40) \left(x - \frac{2,40}{2} \right) - 9,68 \left(\frac{(x-2,40)^2}{2} \right)$$

$$\rightarrow M(1,35) = 22,72 \text{ KN.m}$$

$$V(1,35) = 6,16$$

$$\rightarrow M(3,75) = 0 \text{ KN.m}$$

$$V(3,75) = 11,25$$

$$T(x) = \frac{dM}{dx} = R_A - 13,50x$$

$$T(x)=0 \rightarrow x = 1,71\text{m}$$

Donc :

$$M_{\max} = 19,75\text{N.m}$$

$$T_{\max} = 24,38\text{KN}$$

a. ELS

Avec la même méthode utilisée ci-dessus à l'ELU

$$R_A = 17,54\text{KN} \quad R_B = 15,09\text{KN}$$

$$M_{s\max} = 14,82\text{KN.m} \quad T_{s\max} = 17,54\text{KN}$$

Tableau III.16 : Les efforts internes pour les différentes volées

Les types des escaliers			ELU		ELS	
			Mmax(KN.m l)	Tmax(KN)	Mmax(KN.ml)	Tmax(KN)
Sous-sol	Cage d'escalier 1	Volée 1	22,72	24,38	14,27	17,84
RDC	Cage d'escalier 1	Volée 1	17,49	21,87	12,84	16,05
		Volée 2	17,36	11,82	8,64	12,94
	Cage d'escalier 3	Volée 1	15,28	20,15	10,97	14,48
		Volée 2	22,50	20,10	20,58	17,30
	Cage d'escalier 4	Volée 1	15,28	20,15	10,97	14,48
Etage courant	Cage d'escalier 2	Volée 1	15,28	20,15	10,97	14,48
		Volée 2	22,50	20,10	20,58	17,30

III.4.6.2 Ferrailage des escaliers :

Le calcul se fait manuellement et selon les conditions d'appuis : poutre simplement appuyée

ou plus au moins encastree. ($0.85M_0$ en travée et $0.5M_0$ en appuis).

La détermination des armatures se fait en prenant les moments fléchissant et les efforts tranchants maximum pour le calcul de type le plus défavorable ; comme exemple de calcul on prend le volée 1 de cage d'escalier 1 car c'est le plus défavorable.

Donnée : $b=1\text{ml}$; $h=12\text{cm}$; $d=0,9h=10,8\text{cm}$

a. ELU

- Travée :

$$M_{ut}=22,72\text{KN.m}$$

$$M_t=0,85M_{\max}=19,31\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{19,31 \times 10^{-3}}{1 \times 0,108^2 \times 14,17} = 0,116 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(\mu_u)}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,116)}) = 0,155$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,101$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z.\sigma_{st}} = \frac{19,31 \times 10^{-3}}{0,101 \times 348} = 5,49$$

$$\text{Choix } 6\text{T}12 \rightarrow A_{st}=6,79 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq b.d.0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec } (f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa})$$

$$9,03\text{cm}^2 \geq 1,30\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

Armaturer de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1,77\text{cm}^2 \rightarrow A_r = 3\text{T}12=3,39 \text{ cm}^2$$

Espacement :

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

$$S = \frac{100}{9} = 12\text{cm} < \min(36, 33\text{cm}) \rightarrow \text{CV}$$

- **En appuis :** $M_{ut} = 22,72\text{KN.m}$ $M_t = 0,5M_{\max} = 11,86\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{11,86 \times 10^{-3}}{1 \times 0,108^2 \times 14,17} = 0,071 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(\mu_u)}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,071)}) = 0,092$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,104$$

$$\rightarrow A_{st} = \frac{M_t}{z.\sigma_{st}} = \frac{11,86 \times 10^{-3}}{0,104 \times 348} = 3,37\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix } 5\text{T}12, A_{st} = 5,65\text{cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq b.d.0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec } (f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; f_e = 400\text{MPa})$$

$$6,79\text{cm}^2 \geq 1,30\text{cm}^2$$

$\rightarrow \text{CV}$

Armaturer de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1,41\text{cm}^2 \rightarrow A_r = 3\text{T}12/\text{ml} = 3,39\text{cm}^2$$

Espacement :

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

$$S = \frac{100}{6} = 17\text{cm} < \min(36, 33\text{cm}) \rightarrow \text{cv}$$

b. ELS

- **En travée :**

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

$$\frac{100x^2}{2} - 15 \times 6,79(10,8 - x) = 0$$

$$50x^2 + 101,85x - 1099,98 = 0$$

$$X = 3,78 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2 = \frac{100(3,78)^3}{3} + 15 \cdot 6,79(10,8 - 3,78)^2$$

$$\rightarrow I = 5495,49 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \cdot x}{I} = \frac{14,27 \times 0,85 \times 10^{-3} \times 4,42 \times 10^{-2}}{5495,49 \times 10^{-4}} = 9,71 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ST} = n \frac{Ms \cdot (d-x)}{I} = 15 \frac{14,27 \times 0,85 \times 10^{-3} (10,8 - 3,78) \times 10^{-2}}{5495,49 \times 10^{-4}} = 193,19 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{ST} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{c28}}\right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{ST} < \overline{\sigma}_{ST}$$

- **En appuis :**

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

$$\frac{100x^2}{2} - 15 \times 5,65(10,8 - x) = 0$$

$$50x^2 + 84,75x - 915,3 = 0 \rightarrow X = 3,51 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2 = \frac{100(3,51)^3}{3} + 15 \cdot 5,65(10,8 - 3,51)^2$$

$$\rightarrow I = 5945,41 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms.x}{I} = \frac{12,13 \times 10^{-3} \times 3,51 \times 10^{-2}}{5945,41 \times 10^{-4}} = 7,16 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \text{CV}$

$$\sigma_{ST} = n \frac{Ms.(d-x)}{I} = 15 \frac{12,13 \times 10^{-3} (10,8 \times 3,51) \times 10^{-2}}{5945,41 \times 10^{-4}} = 163,09 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{ST} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{c28}}\right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{ST} < \overline{\sigma}_{ST} \dots \text{CV}$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{Tu}{b_0.d} = \frac{17,84 \times 10^{-3}}{1 \times 0,108} = 0,165$$

$$\tau_{uadm} = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ Mpa} \rightarrow \tau_u < \tau_{uadm} \rightarrow \text{CV}$$

Tableau III.17 : Ferrailage des escaliers

0 Les types des escaliers			Armatures long (cm ²)				Armatures de réparation			
			Travée		Appuis		Travée		Appuis	
			Ast Calc (cm ²)	Fer choisi	Ast Calc (cm ²)	Fer choisi	Ast Calc (cm ²)	Fer choisi	Ast Calc (cm ²)	Fer choisi
Sous-sol	Cage d'escalier 1	Volée 1	5,49	6T12	3,37	5T12	1,77	3T12	1,41	3T12
RDC	Cage d'escalier 1	Volée 1	4,18	5T12	2,39	3T12	1,41	3T12	0,847	2T12
		Volée 2	5,49	6T12	3,37	5T12	1,77	3T12	1,41	3T12
	Cage d'escalier 2	Volée 1	4,18	5T12	2,39	3T12	1,41	3T12	0,847	2T12
		Volée 2	5,49	6T12	3,37	5T12	1,77	3T12	1,41	3T12
	Cage d'escalier 3	Volée 1	3,59	4T12	2,76	3T12	1,13	2T12	0,85	2T12
		Volée 2	5,44	6T12	3,10	4T12	1,69	2T12	1,13	2T12
Cage d'escalier 4	Volée 1	3,59	4T12	2,76	3T12	1,13	2T12	0,85	2T12	
	Volée 2	5,44	6T12	3,10	4T12	1,69	2T12	1,13	2T12	
Etage courante	Cage d'escalier 2	Volée 1	3,59	4T12	2,76	3T12	1,13	2T12	0,85	2T12
		Volée 2	5,44	6T12	3,10	4T12	1,69	2T12	1,13	2T12

III.4.7 Etude de la poutre palière :

III.4.7.1 Dimensionnement :

D'après le **BAEL91** modifié **99** on a :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \rightarrow 31,67 \leq h \leq 47,5$$

On prend $h=40\text{cm}$;

$b=30\text{cm}$ $d=0,9.h=36\text{cm}$

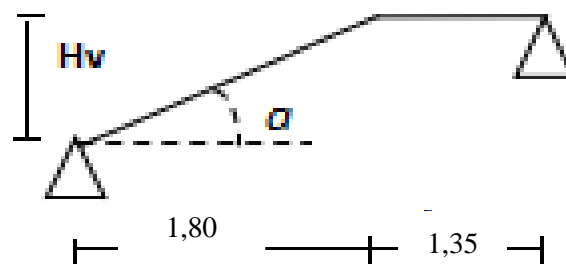
Vérification selon **RPA99V2003** :

- $b > 20\text{cm} \rightarrow \text{CV}$
- $h > 30\text{cm} \rightarrow \text{CV}$
- $\frac{h}{b} < 4\text{cm} \rightarrow \text{CV}$

Donc la section de la poutre palière $(40 \times 30) \text{ cm}^2$

III.4.7.2 Descente de charge :

On prend type 3 comme un exemple de calcul :



Palier :

$$G=4,36\text{kn/ml}$$

Paillasse :

$$G=7,22\text{KN/ml}$$

III.4.7.3 Combinaison des charges :

Désignation	Elu	Els
Palier	$q_u=9,68\text{kn/ml}$	$q_s=6,89\text{kn/ml}$
Paillasse	$q_u=16,33\text{kn/ml}$	$q_s=9,72\text{kn/ml}$

Pour la méthode des charges équivalentes :

- la charge équivalente : $q_{eq} = \frac{\sum q_i \times l_i}{l_i}$
- Moment isostatique : $M_o = q_{eq} \times \frac{l^2}{8}$
- L'effort tranchant : $T_u = q_{eq} \times \frac{l}{2}$

ELU :

$$q_{eq} = \frac{q_{1l_1} + q_{2l_2}}{l_1 + l_2} = \frac{16,33(2,20) + 9,68(0,95)}{2,20 + 0,95} = 14,32\text{kn/ml}$$

ELS :

$$q_{eq} = \frac{9,72(2,20) + 6,89(0,95)}{2,20 + 0,95} = 8,87\text{kn/ml}$$

III.4.7.4 Calcul des efforts internes :

- Moment isostatique : $M_o = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8}$
- Moment sur appui : $M_a = 0,3M_o$
- Moment en travée : $M_t = 0,85M_o$

T(KN)	Mt(KN.M)	Ma(KN.M)	Mo(KN.M)	Qeq	
22,55	15,10	5,33	17,76	14,32	ELU
13,97	9,35	3,3	11	8,87	ELS

III.4.7.5 Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple et les résultats :

$$H=0,35 ; b=0,30\text{m} ; d=0,9h=0,36\text{m} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; F_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa} ;$$

$$\sigma_{st}=348\text{MPa}$$

a. ELU

- En travée :

$$M_t = 15,10 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{15,10 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,0274 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(\mu_u)}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,0274)}) = 0,0348$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,355$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{15,10 \times 10^{-3}}{0,355 \times 348} = 1,22 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix : 3T12 ; } A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq b \cdot d \cdot 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec } (f_{t28} = 2,1 \text{ MPa ; } f_e = 400 \text{ MPa})$$

$$3,39 \text{ cm}^2 \geq 1,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

- En appuis :

$$M_a = 5,33 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{5,33 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,0097 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(\mu_u)}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,0097)}) = 0,012$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,358$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{5,33 \times 10^{-3}}{0,358 \times 348} = 4,278 \times 10^{-1} \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 2T12 ; } A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq b \cdot d \cdot 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec } (f_{t28} = 2,1 \text{ MPa ; } f_e = 400 \text{ MPa})$$

$$2,26 \text{ cm}^2 \geq 1,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

ELS

- **En travée :**

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

$$\frac{300x^2}{2} - 15 \times 3,39(36 - x) = 0$$

$$50x^2 + 50,85x - 1830,6 = 0$$

$$X = 5,56 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2 = \frac{300(5,56)^3}{3} + 15 \cdot 3,39(36 - 5,56)^2$$

$$I = 55711,27 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{9,35 \times 10^{-3} \times 5,56 \times 10^{-2}}{55711,27 \times 10^{-4}} = 9,33 \text{ Mpa} \quad \left. \vphantom{\sigma_{bc}} \right\} \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \text{CV}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ST} = n \frac{M_s \cdot (d - x)}{I} = 15 \frac{9,35 \times 10^{-3} (36 \times 5,56) \times 10^{-2}}{55711,27 \times 10^{-4}} = 198,9 \text{ Mpa} \quad \left. \vphantom{\sigma_{ST}} \right\} \sigma_{ST} < \overline{\sigma}_{ST} \dots \dots \text{CV}$$

$$\overline{\sigma}_{ST} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{c28}}\right) = 201$$

- **En appuis :**

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - n \cdot A_{st}(d - x) = 0$$

$$\frac{300x^2}{2} - 15 \times 2,26(36 - x) = 0$$

$$X = 2,74 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d-x)^2 = \frac{300 \times 2,74^3}{3} + 15,2,26(36 - 5,56)^2$$

$$I = 39558,20$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms.x}{I} = \frac{3,3 \times 10^{-3} \times 2,74 \times 10^{-2}}{39558,20 \times 10^{-4}} = 2,82 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ST} = n \frac{Ms.(d-x)}{I} = 15 \frac{3,3 \times 10^{-3} (36 \times 2,74) \times 10^{-2}}{39558,20 \times 10^{-4}} = 165,87 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{ST} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{c28}}\right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots CV$$

$$\sigma_{ST} < \bar{\sigma}_{ST} \dots \dots CV$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{22,55 \times 10^{-3}}{1 \times 0,36} = 0,162 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{uadm} = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ Mpa} \rightarrow \tau_u < \tau_{uadm} \rightarrow CV$$

Calcul d'espacement des cadres : D'après RPA99 V2003 on a :

Zone nodale :

$$S_t = \min(h/4, 12\phi_l, 33 \text{ cm})$$

$$S_t = \min(10; 14,4; 30 \text{ cm})$$

On prend $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante:

$$s_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow s_t \leq \frac{40}{2} \quad s_t \leq 20$$

-

III.5 Etude de l'ascenseur :

III.5.1 Introduction :

Un ascenseur dans un bâtiment est un système de transport vertical qui déplace les personnes entre différents niveaux. Vu le nombre assez important d'étages, l'ascenseur est obligatoire. Ils sont constitués de trois éléments essentiels :

Le treuil de levage et sa poulie

La cabine ou la benne

Le contre poids

La cabine et le contre poids sont reliés par des câbles passant par poulie d'entraînement

(Poulie du treuil qui fonctionne par adhérence).

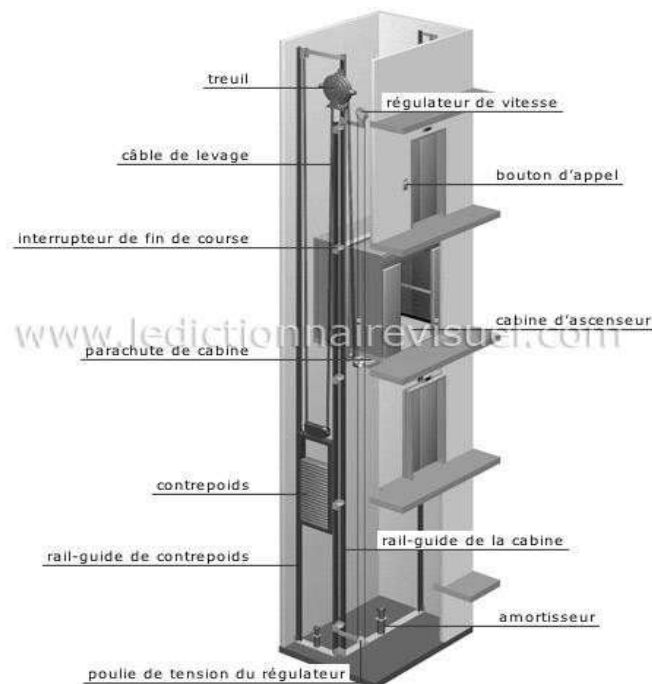


Figure III.9 : Schéma d'un ascenseur dans un bâtiment

III.5.2 Epaisseur de la dalle d'ascenseur :

$$l_x = 1,60\text{m} ; l_y = 2,40\text{m}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = 0,66 ; 0,4 < \frac{l_x}{l_y} < 1 ; \text{ donc la dalle portant dans les deux sens.}$$

$$h > \frac{l_x}{40} \Rightarrow h > 4\text{cm} \text{ donc on prend } \mathbf{h=25\text{cm.}}$$

III.5.3 Evaluation des charges :

III.5.3.1 Charge d'exploitation :

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit (8) personnes. Alors le poids estimatif pour ce nombre de personnes est de 630kg. (**Q=630kg**)

III.5.3.2 Charge permanentes :

- P_m (poids mort) : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles : P_m=2342,5kg.
- P_p : le poids de contrepoids tel que : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 2657,5 \text{ Kg}$
- P_t : le poids de treuil : P_t=1200kg.
- M_g : le poids des câbles : $M_g = m \times n \times L = 0,512 \times 2 \times$

35,81=36,67kg Avec :

m : Masse linéaire du câble.

n : Nombre de câbles.

L : Longueur du câble.

$$G = P_m + P_p + P_t + M_g = 2342,5 + 2657,5 + 1200 + 36,67$$

$$G = 6236,67 \text{ kg}$$

III.5.3.3 Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(6236,67) + 1,5(630) \rightarrow Q_u = 9364,50 \text{ kg}$$

$$\text{ELS : } Q_s = G + Q = 6236,67 + 630 \rightarrow Q_s = 6866,67 \text{ kg}$$

III.5.4 Vérification au poinçonnement :

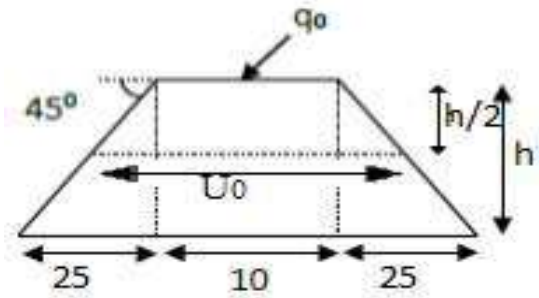
Le moteur de l'ascenseur est supposé appuyé sur quatre appuis. Il risque de nous créer le Poinçonnement au niveau de la dalle.

$$q_u \leq 0,045 \cdot P_c \cdot h \cdot \frac{F_c 28}{\gamma_b}$$

- q_u : la charge appliqué sur chaque appuis q_u
- h : épaisseur total de la dalle.
- P_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

La charge concentré q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$.

$$\left\{ \begin{array}{l} U_0 = U + h = 10 + 25 = 35 \text{ cm} \\ V_0 = V + h = 10 + 25 = 35 \text{ cm} \\ P_c = 2(U_0 + V_0) = 2(35 + 35) = 140 \text{ cm} \\ 0,045 \times 140 \times \frac{25}{1,5} = 2625 \text{ kg} \\ 25 \times q_u = 2341,125 \text{ kg} \end{array} \right.$$



Donc pas de risque de poinçonnement.

III.5.5 Evaluation du moment :

III.5.5.1 Les moments dus aux charges non concentrées :

En absence d'une fiche technique concernant le moteur mécanique de l'ascenseur, on a supposé que le moteur a une dimension de $(100 \times 100) \text{ cm}^2$ posé sur quatre appuis de 10 cm de chaque côté.

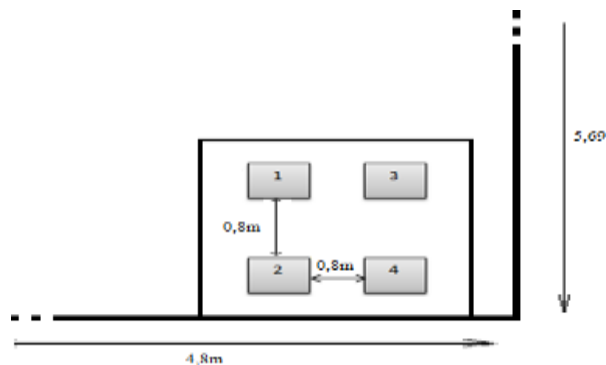
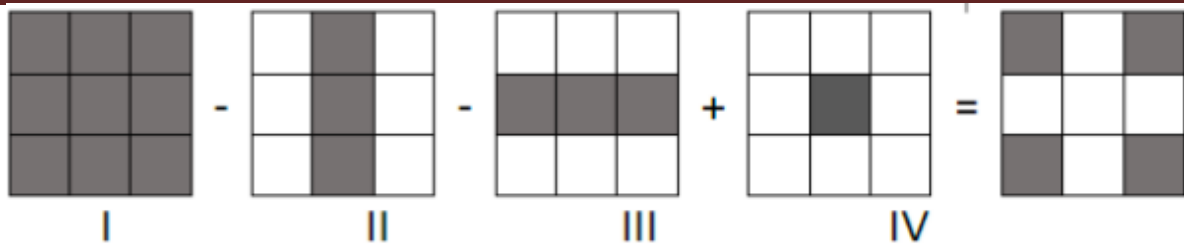


Figure III.10 : Schéma statique de la dalle d'ascenseur

On calcule les moments dus aux charges concentrées, dans les quatre rectangles de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$; on utilisant la méthode de PIGEAUD.

Chapitre III : Etude des éléments secondaires



$$M_{xt} = \frac{M_I - M_{II} - M_{III} + M_{IV}}{4}$$

$$\begin{cases} M_x = (M_1 + uM_2)P \\ M_1 = (uM_1 + M_2)P \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} U = 0 \text{ (ELU)} \\ U = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_u = \frac{q_u}{s} \cdot U \cdot V = 2341,125 \cdot U \cdot V \dots \dots \text{ELU} \\ P_s = \frac{q_s}{s} \cdot U \cdot V = 1716,67 \cdot U \cdot V \dots \dots \text{ELS} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } P = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,60}{2,60} = 0,57$$

Tableau III.18 : Les moments isostatiques des rectangles à ELU

	U	V			M1 (KN.m)	M2 (KN.m)	Pu (KN)	M _{xu} (KN.m)	M _{yu} (KN.m)	M _{xt} (KN.m)	M _{yt} (KN.m)
I	1	1	0,26	0,22	16,8.10 ⁻²	12,8.10 ⁻²	2341,1	393,31	299,66	4,21	4,68
II	1	0,8	0,26	0,18	17.10 ⁻²	14.10 ⁻²	1872,9	318,39	262,21		
III	0,8	1	0,225	0,22	17,5.10 ⁻²	13.10 ⁻²	1872,9	327,76	243,48		
IV	0,8	0,8	0,225	0,18	18.10 ⁻²	15.10 ⁻²	1498,3	269,69	224,75		

$$M_{xu} = 4 \times M_{xt} \rightarrow M_{xu} = 16,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu} = 4 \times M_{yt} \rightarrow M_{yu} = 18,72 \text{ KN.m}$$

Tableau III.19 : Les moments isostatiques des rectangles à ELS

	U	V			M1 KN.m	M2 KN.m	Ps K N	M _{xs} KN.m	M _{ys} KN.m	M _{xt} (KN.m)	M _{yt} (KN.m)
I	1	1	0,26	0,22	16,8.10 ⁻²	12,8.10 ⁻²	1716,6	332,35	277,41		
II	1	0,8	0,26	0,18	17.10 ⁻²	14.10 ⁻²	1373,3	271,92	238,96		
III	0,8	1	0,225	0,22	17,5.10 ⁻²	13.10 ⁻²	1373,3	276,04	226,60		
IV	0,8	0,8	0,225	0,18	18.10 ⁻²	15.10 ⁻²	1098,7	230,73	204,36	3,78	4,05

$M_{xs} = 4 \times M_{xt} \rightarrow M_{xs} = 15,12 \text{KN.m}$

$M_{ys} = 4 \times M_{yt} \rightarrow M_{ys} = 16,2 \text{KN.m}$

III.5.5.2 Moments dues aux charges réparties :

$l_x = 1,60 \text{m}; l_y = 2,40 \text{m}; h = 0,25$

$G = 0,25 \times 25 = 6,25 \text{ KN/m}^2 ;$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 ;$

ELU : $1,35G + 1,5Q = 9,938 \text{KN/ml}$

ELS : $G + Q = 7,25 \text{KN/ml}$

$0,4 < \frac{l_x}{l_y} = 0,57 < 1$ donc la dalle portant dans les deux sens

Calcul des moments fléchissant :(méthode de BAEL91) :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot P \cdot L^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases}$$

Avec : les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,84$

ELU :

$$\begin{cases} U_x = 0,0517 \\ U_y = 0,6678 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = 0,0517 \times 9,938 \times (4,8)^2 = 11,84 \text{KN.m} \\ M_y = 0,6678 \times 11,84 = 7,91 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{ELS} \\ \{M_x = 0,0586 \\ \{M_y = 0,7655 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = 0,0517 \times 9,938 \times (4,8)^2 = 11,84 \text{KN.m} \\ M_y = 0,6678 \times 11,84 = 7,91 \text{KN.m} \end{cases}$$

III.5.5.3 Les moments totaux appliqués sur la dalle :

a. ELU :

➤ Sens « x »

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 16,84 + 11,84 = 28,68 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,8 M_x = 22,944 \text{KN.m} ; M_g = 0,3 ; M_x = 8,604 \text{KN.m} ; M_d = 0,5 ;$$

$$M_x = 14,34 \text{KN.m}$$

Condition de BAEL91 :

$$M_1 + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25 M_x$$

$$22,944 + \frac{8,604 + 14,34}{2} = 34,416 < 1,25 \times 28,68 = 35,85$$

$$\text{On augmente } M_t = 0,85 M_x = 24,378 \rightarrow 24,378 + \frac{8,604 + 14,34}{2} = 35,85 \rightarrow \text{CV}$$

➤ Sens « y »

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 18,72 + 7,91 = 26,63 \text{KN}$$

$$M_t = 0,8 M_x = 21,304 \text{KN.m}$$

$$M_g = 0,3 M_x = 7,989 \text{KN.m}$$

$$M_d = 0,5 M_x = 13,315 \text{KN.m}$$

Condition de BAEL91

$$M_1 + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25 M_x$$

$$21,304 + \frac{7,989 + 13,315}{2} = 31,956 < 1,25 \times 26,63 = 33,288 \rightarrow \text{CNV}$$

On augmente :

$$22,636 + \frac{7,989 + 13,315}{2} = 31,956 < 1,25 \times 26,63 = 33,288 \rightarrow \text{CV}$$

b. ELS :

➤ Sens « x »

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 15,12 + 9,79 = 24,91 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8 M_x = 19,928 \text{ KN.m} \rightarrow M_g = 0,3 M_x = 7,473 \text{ KN.m} \rightarrow M_d = 0,5$$

$$M_x = 12,455 \text{ KN.m}$$

Condition de BAEL91 :

$$M_1 + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25 M_x \rightarrow 19,928 + \frac{7,473 + 12,455}{2} = 29,892 < 1,25 \times 24,91 = 31,1375$$

→ CNV

$$\text{On augmente } M_t = 0,85 M_x = 21,1735 \rightarrow 21,1735 + \frac{7,473 + 12,455}{2} = 31,1375 = 31,1375$$

→ CV

➤ Sens « y »

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 16,2 + 7,49 = 23,69 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8 M_y = 18,952 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,3 M_y = 7,107 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0,5 M_x = 11,845 \text{ KN.m}$$

Condition de BAEL91 :

$$M_1 + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25 M_x \rightarrow 18,952 + \frac{7,107 + 11,845}{2} = 28,428 < 1,25 \times 23,69 = 29,6125$$

→ CNV

$$\text{On augmente } M_t = 0,85 M_x = 20,1365 \rightarrow 20,1365 + \frac{7,107 + 11,845}{2} = 29,6123 =$$

29,6125 → CV

III.5.6 Calcul du ferrailage :

- ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 24,378 \text{ KN.m} \\ \end{array} \right.$$

$$M_a = 14,34 \text{ KN.m}$$

a) En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{24,378 \times 10^{-3}}{1 \times 0,225^2 \times 14,17} = 0,034 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(\mu_u)}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,034)}) = 0,043$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,221$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{24,378 \times 10^{-3}}{0,221 \times 348} = 3,17 \text{ cm}^2$$

Choix 5T12 $A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2$

Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq b \cdot d \cdot 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ avec } (f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa})$$

$$5,65 \text{ cm}^2 \geq 2,72 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

En appuis :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{14,34 \times 10^{-3}}{1 \times 0,225^2 \times 14,17} = 0,004 < \mu_r = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(\mu_u)}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,004)}) = 0,006$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,224$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{14,34 \times 10^{-3}}{0,224 \times 348} = 1,83 \text{ cm}^2$$

Choix 3T12 $A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2$

Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq b.d.0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec } (f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa})$$

$$3,39\text{cm}^2 \geq 2,72\text{cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{CV}$$

Armature de réparation :

$$\text{En travée : } A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1,41\text{cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1,85\text{cm}^2$$

En prend 3T8 de section **1,51 cm²**

b) Espacement

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

$$\frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min (75, 33\text{cm}) \quad \rightarrow \quad \text{Cv} \quad S_t =$$

Vérification en ELS :

a. En travée :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - n.Ast(d-x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15,565.(22,5 - x)$$

$$50x^2 + 84,75x - 1906,875 = 0$$

$$X=5,39\text{cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100.(5,39)^3}{3} + 15.5,65(22,5 - 5,39)^2 \quad \rightarrow \quad I = 30030,43\text{cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms.x}{I} = \frac{21,17 \cdot 10^{-3} \cdot (5,39) 10^{-2}}{30030,43 10^{-8}} = 3,79 \text{ Mpa} \quad \left. \vphantom{\sigma_{bc}} \right\} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 Fc28 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{Ms(d-x)}{I} = 15 \frac{21,17 \times 10^{-3} \times (22,5 - 5,39) \times 10^{-2}}{30030,43 \times 10^{-8}} = 180,93 \text{ Mpa} \quad \left. \vphantom{\sigma_{st}} \right\} \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{\eta \cdot ft28}\right) = 201,63 \text{ M}$$

b. En appuis :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot Ast(d - x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 \times 3,39 \times (22,5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 50,85x - 1144,125 = 0$$

$$X = 4,30$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100 \cdot (4,30)^3}{3} + 15 \times 3,39(22,5 - 4,39)^2 \rightarrow I = 19493,787 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms.x}{I} = \frac{12,455 \cdot 10^{-3} \cdot (4,30) 10^{-2}}{19493,787 \times 10^{-8}} = 2,75 \text{ Mpa} \quad \left. \vphantom{\sigma_{bc}} \right\} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 Fc28 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{Ms(d-x)}{I} = 15 \frac{12,455 \times 10^{-3} \times (22,5 - 4,3) \times 10^{-2}}{19493,787 \times 10^{-8}} = 174,43 \text{ Mpa} \quad \left. \vphantom{\sigma_{st}} \right\} \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{\eta \cdot ft28}\right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

III.5.6.1 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \leq \tau_{uadm}$$

$$\tau_{uadm} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right) = 2,5Mpa$$

$$T_x = \frac{qu \times lx \times ly}{2lx + ly} = \frac{9,938 \times 1,6 \times 2,4}{2 \times 1,6 + 2,4} = 6,81KN$$

$$T_y = \frac{qu \times lx}{3} = \frac{9,938 \times 1,6}{3} = 5,30 KN$$

$$T_{max} = \max(T_x, T_y) = 6,81 KN$$

$$\tau_u = \frac{6,81 \times 10^3}{1 \times 0,225} = 0,302Mpa \rightarrow \text{Donc } \tau_u < \tau_{uadm} \rightarrow \text{CV}$$

Tableau III.20: Récapitulation des résultats de ferrailage

	Armatures long (cm ²)		Armature de répartition (cm ²)	
	A _{st} calculé cm ²	Fer choisi	A _{st} calculé cm ²	Fer choisi
En travée	3,17	5T12	1,41	3T8
En appuis	1,83	3T12	0,85	3T8

CHAPITRE IV :

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1 Introduction :

Dans les régions sismiques telles que le nord de l'Algérie, les séismes peuvent constituer une menace redoutable, capable de causer des dommages considérables tant sur le plan matériel qu'humain. Face à cette réalité, la conception et la construction d'ouvrages sont soumises à des impératifs de sécurité particulièrement exigeants. L'objectif principal est de conférer à ces structures une robustesse intrinsèque, caractérisée par une rigidité, une résistance et une ductilité suffisantes pour résister aux séismes modérés, fréquents dans la région, tout en limitant les dommages potentiels. En effet, il est crucial que les ouvrages puissent supporter des déformations inélastiques lors d'un séisme, en maintenant leur intégrité structurale et en minimisant les risques d'effondrement. Ainsi, l'ingénierie sismique joue un rôle crucial dans la conception des bâtiments et des infrastructures, visant à assurer leur sûreté et leur résilience face à cette menace naturelle omniprésente.

IV.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif principal de l'étude dynamique est de déterminer les caractéristiques vibratoires essentielles d'une structure, tout en reconnaissant la complexité inhérente à une analyse directe de la structure réelle. Ainsi, nous nous efforcerons d'utiliser des modèles appropriés qui simplifient la compréhension et l'analyse des comportements dynamiques de la structure, facilitant ainsi une évaluation précise de sa réponse aux charges dynamiques.

IV.3 Modélisation de la structure :

La modélisation de la structure consiste à choisir un modèle dynamique approprié qui représente de manière fidèle le comportement réel de la structure en réponse aux forces dynamiques. Dans cette optique, nous optons pour un modèle qui offre une représentation concrète du système, facilitant ainsi l'analyse de sa réponse dynamique. Pour notre étude, nous adoptons un modèle de type "console verticale infiniment rigide encastrée à sa base", souvent désigné sous le nom de "modèle brochette". Ce modèle concentre les masses au niveau du centre de gravité de chaque niveau, permettant ainsi une représentation simplifiée mais précise de la structure. Dans le cadre de notre analyse, nous utiliserons le logiciel **ETABS** pour réaliser ces modélisations, offrant des outils avancés pour simplifier efficacement le problème et faciliter l'analyse de la structure.

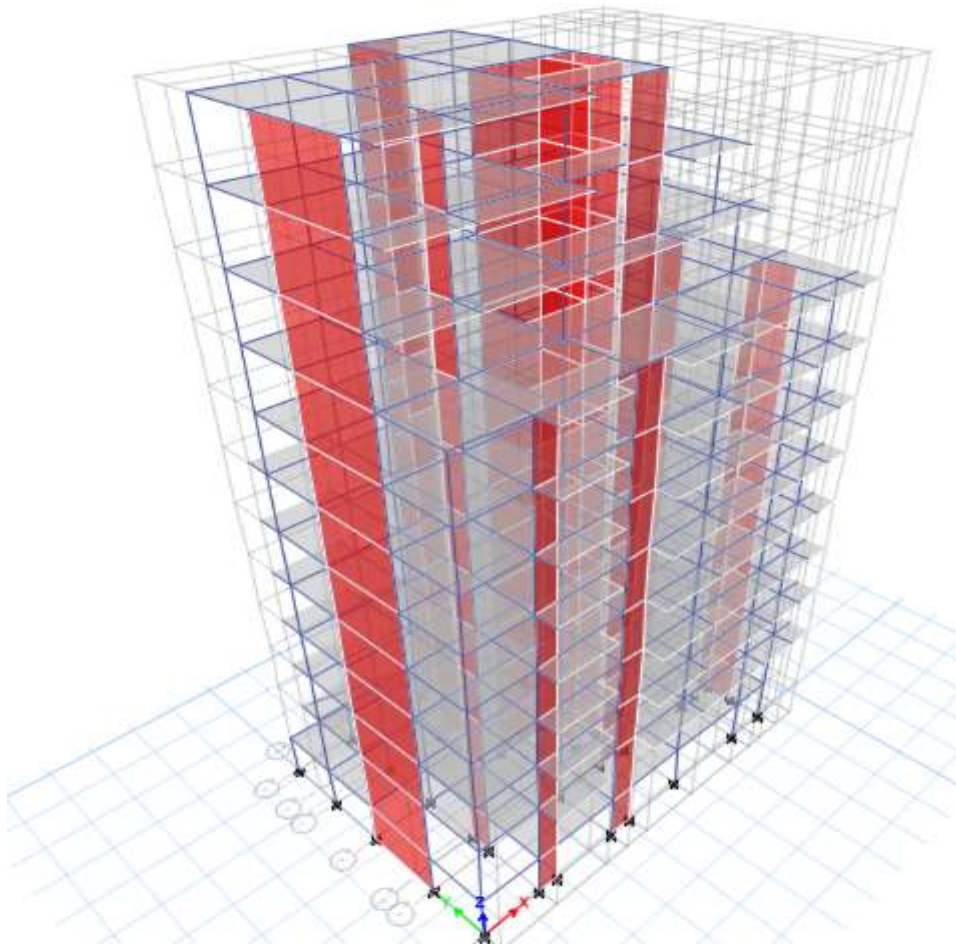


Figure IV.1 : Modélisation de la structure

IV.3.1 Disposition des voiles :

La disposition des voiles dans une structure implique le placement stratégique de ces éléments pour répondre aux exigences architecturales tout en garantissant une rigidité adéquate. Conformément aux normes et recommandations telles que le RPA99 V2003, la période de vibration calculée ne devrait pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques.

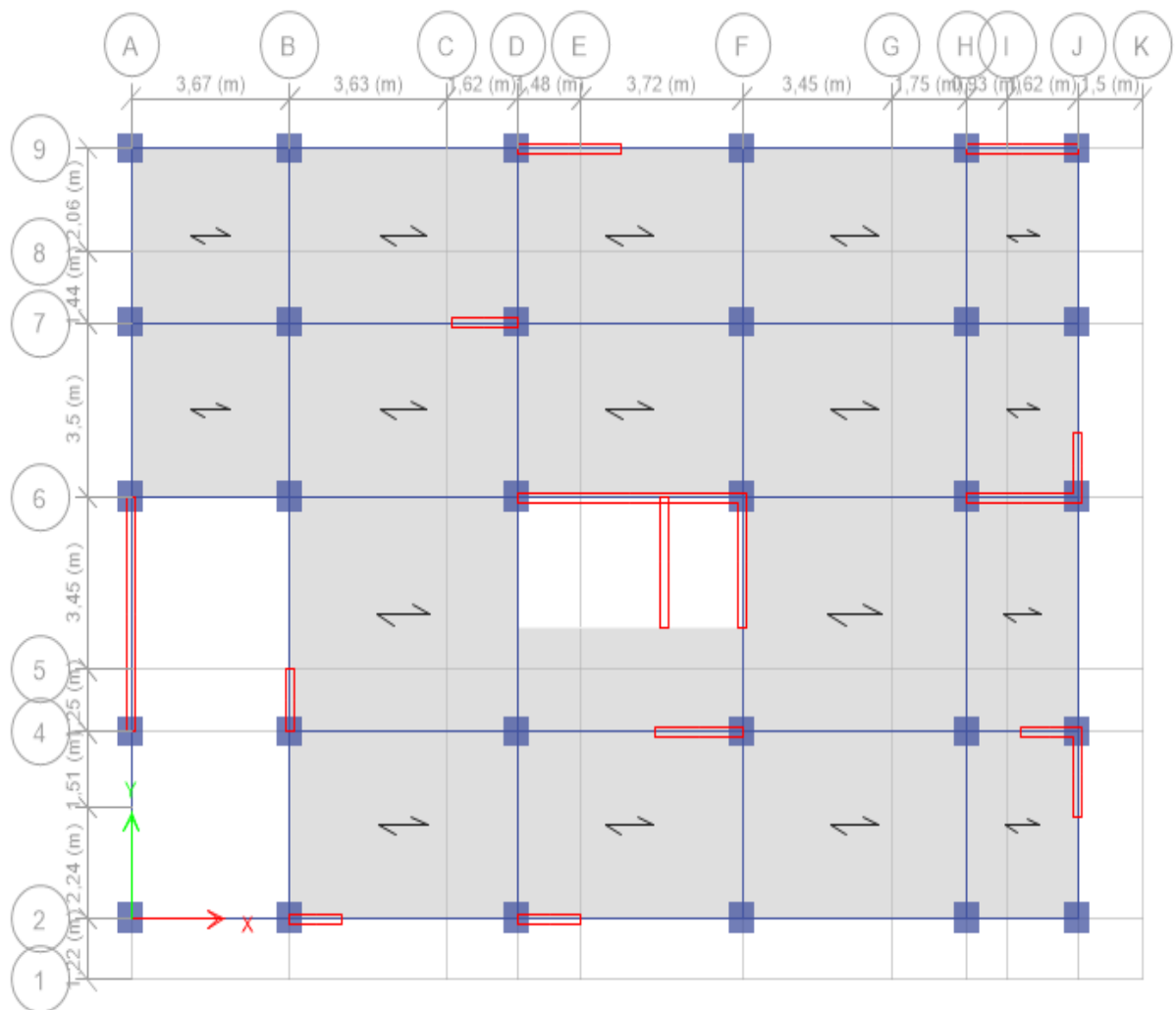


Figure IV.2 : Disposition des voiles

IV.4 Choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul pour évaluer les forces sismiques repose généralement sur trois approches principales :

- La méthode statique équivalente,
- La méthode d'analyse modale spectrale,
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Le processus de sélection implique l'examen attentif des conditions spécifiques stipulées par les normes et réglementations en vigueur, telles que le RPA99 version 2003 en Algérie. Dans certaines situations, bien que la méthode statique équivalente puisse ne pas entièrement satisfaire toutes les exigences, elle peut tout de même être utilisée en complément de la méthode dynamique modale spectrale, qui fait appel au spectre de réponse défini dans le RPA99 V2003. Ce choix peut être motivé par la nécessité de réaliser des vérifications supplémentaires ou de prendre en compte des facteurs spécifiques liés à la structure ou à son environnement.

IV.4.1 Méthode statique équivalente :

IV.4.1.1 Principe de la méthode :

Le principe de la méthode statique équivalente repose sur la substitution des forces dynamiques réelles par des forces statiques fictives, de sorte que la déformation maximale résultante reste la même.

IV.4.1.2 Détermination des coefficients :

D'après le RPA99 V2003, la force sismique totale est donnée par la formule suivante :

$$v = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W$$

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : facteur de qualité.
- R : coefficient de comportement.
- W : poids total de la structure ($W=G+\beta Q$).

β : coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, et il est donné par le tableau (4-5) du **RPA99V2003**, dans notre cas $\beta=0,2$.

a. A : coefficient d'accélération de zone :

Tlemcen → zone I.

Ouvrages courants → groupe 2. → **Donc : A= 0,01 (tableau 4-1 RPA99 V2003).**

b. R : coefficient de comportement :

D'après le **RPA99 V2003, tableau 4-3** dans le cas de notre structure, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction

Alors **R=5.**

a. D : facteur d'amplification dynamique moyen :

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la

Période fondamentale de la structure (T).

$$\left\{ \begin{array}{ll} 2,5\eta & 0 < T < T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 < T < 3.0S \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0S \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{RPA99 V2003}$$

(formule 4-2)

- T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site (site meuble) et donnée par le tableau 4-7.

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0,15S \\ T_2 = 0,5S \end{array} \right.$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de la correction d'amortissement η est donnée par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0,7 \quad \text{RPA99 V2003 (formule 4-3)}$$

ε : est donnée par le tableau 4-2 RPA 99. ($\varepsilon = 7\%$) **RPA99 V2003 (tableau 4-2)**

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0,88 \geq 0,7$$

$$T = \min (C_T \times h_n^{\frac{3}{4}}; 0,09h_n/\sqrt{D})$$

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99 V2003.

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considérée.

➤ **Le sens x :**

$$H_N = 41,51\text{m}; D_x = 22,2;$$

$$C_T = 0,05 \quad T_x = \min (0,82; 0,41)$$

$$\rightarrow T_x = 0,41\text{s}$$

➤ **Le sens y :**

$$H_N = 41,51\text{m}; D_y = 15,75\text{m}; C_T = 0,05$$

$$T_y = \min (0,82; 0,48) \quad \rightarrow T_y = 0,48\text{s}$$

Remarque :

La période de vibration ne doit pas dépasser 30% de la période calculée par la formule empirique (**Art (4.2.4)**), c'est-à-dire

$$1,3T_x = 1,3 \times 0,41 = 0,53\text{s}$$

$$1,3T_y = 1,3 \times 0,48 = 0,62\text{s}$$

$$\rightarrow D = 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} \quad \text{car : } 0,5 < T_{x,y} < 3,0\text{s}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} D_X = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,5}{0,53}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,12 \\ D_Y = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,5}{0,62}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,9 \end{cases}$$

Q : facteur de qualité : $Q=1+\sum_1^6 P_q$ (P_q : valeur de pénalité)

Tableau IV.1 : Pénalité en fonction des critères de qualité q

	Q	
	Sens x	Sens y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10

$$\text{Donc } \begin{cases} Q_X = 1,15 \\ Q_Y = 1,25 \end{cases}$$

W : poids total de la structure :

Pour le calcul de poids des différents niveaux de la structure, on utilise le logiciel de ETABS :

Le poids total de la structure : **$W_T=4780,51t$**

IV.4.1.3 L'effort tranchant statique à la base :

$$v = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$\begin{cases} V_X = \frac{0,08 \times 2,12 \times 1,25}{5} \times 4780,51 = 1864,1 \text{KN} \\ V_Y = \frac{0,08 \times 2,12 \times 1,25}{5} \times 4780,51 = 1647,17 \text{KN} \end{cases}$$

IV.4.1.4 Détermination de la force sismique de chaque niveau :

La force sismique total d'après le RPA (4-11 du RPA99 V2003) :

$$F_I = \frac{(V - F_T) W_I \times H_I}{\sum W_j \times H_j} \text{ Avec : } F_T : \text{ la force concentrée au sommet de la structure : } F_T = 0,07TV \text{ (} F_T=0 \text{ si } T > 0,7\text{s)}$$

Tableau IV.2 : La force sismique de chaque niveau

Niveau	Fx (KN)	Fy (KN)
S-SOL	14,36	52,52
RDC	34,51	11,65
1	49,91	16,21
2	70,43	22,5
3	88,61	27,99
4	10,39	32,49
5	11,76	36,60
6	12,97	40,56
7	14,01	44,41
8	14,87	48,03
9	15,58	51,09
10	15,91	51,99

IV.4.1.5 Période et participation massique :

Il faut que la somme de la masse modale effective atteigne 90% de la masse totale de la structure dans les deux sens (11eme mode)

Tableau IV.3 : Période et masse modale de la structure

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
		sec						
+								
Modal	1	1,002	0,338	0,3043	0	0,338	0,3043	0
Modal	2	0,907	0,3007	0,3696	0	0,6387	0,6739	0
Modal	3	0,79	0,019	0,0166	0	0,6576	0,6906	0
Modal	4	0,327	0,0253	0,086	0	0,683	0,7765	0
Modal	5	0,257	0,119	0,0495	0	0,8019	0,826	0
Modal	6	0,228	0,0262	0,0124	0	0,8282	0,8385	0
Modal	7	0,182	0,0124	0,0334	0	0,8405	0,8718	0
Modal	8	0,12	0,0455	0,0196	0	0,886	0,8914	0
Modal	9	0,11	0,0029	0,0061	0	0,889	0,8975	0
Modal	10	0,104	0,0139	0,0218	0	0,9028	0,9193	0
Modal	11	0,072	0,0173	0,0125	0	0,9201	0,9318	0
Modal	12	0,07	0,0097	0,0019	0	0,9298	0,9336	0

D'après les résultats de ETABS on constate que :

La période dynamique $T_{dyn}=1s$ par contre $1,3T_e=1,3 \times 0,82=1,06s$

Donc : la condition du ETABS est vérifiée : $T_{dyn}=1 < 1,3T_e=1,06$

- Le premier mode de vibration est une translation suivant l'axe (yy).
- Le 2eme est une translation suivant l'axe (xx).
- Et le 3eme mode de torsions.

IV.4.1.6 Vérification du coefficient de comportement R :

D'après l'article 4a du RPA99 V2003 : pour un système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé $R=5$.

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales

auMoins 25% de l'effort tranchant d'étage. D'après les résultats obtenus par ETABS:

Tableau IV.4 : Vérification du coefficient de comportement R selon RPA

	Structure	Voiles	$\frac{V_V}{V_S}(\%)$	$\frac{V_V}{V_S} < 20\%$
V _x (KN)	50429,445	19889,578	19,36	CV
V _y (KN)	50429,445	6785,785	12,77	CV

	Structure	Voile	$\frac{V_V}{V_S}(\%)$	$\frac{V_V}{V_S} \geq 75$
V _x (KN)	154,02	88,061	52,39	CV
V _y (KN)	153,45	67,819	37,30	CV

IV.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

IV.4.2.1 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (**art 4-13 du RPA99 V2003**)

$$\left(\frac{S_A}{g}\right) = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \left(\frac{T}{T_1}\right)(2,5\eta \left(\frac{Q}{R}\right) - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) T_1 & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{3}{5}} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

S_a : Accélération spectrale.

g : Accélération de la pesanteur= 9,81m/s².

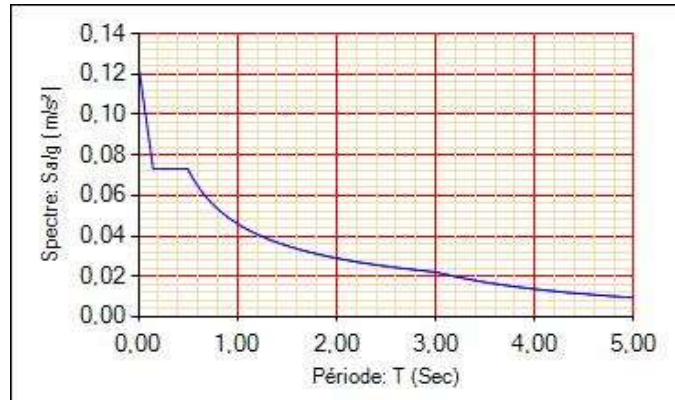


Figure IV.3 : Spectre de réponse R=5

IV.4.3 Résultante des forces sismiques de calcul :

D'après le RPA99 V2003 (art 4.3.6), il faut vérifier que :

$$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$$

Tableau IV.5: Valeurs des efforts tranchants à la base statiques et dynamiques

L'effort tranchant à la Base	V statique		V dynamique	
	V _x	V _y	V _x	V _y
	1864,1	1647,17	1838,04	1649,52

➤ Selon x :

$$V_d = 1838,04 \text{ KN} \} \rightarrow 1838,04 > 0,8 \times 1864,1 = 1491,28 \rightarrow \text{CV}$$

$$V_s = 1864,1 \text{ KN}$$

➤ Selon y :

$$V_d = 1649,52 \text{ KN} \} \rightarrow 1649,52 > 0,8 \times 1647,17 = 1317,736 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

$$V_s = 1647,17 \text{ KN}$$

IV.4.4 Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suite :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k < \bar{\Delta}_k$$

$\bar{\Delta}_k$: Déplacement admissible =1% hauteur d'étage.

Tableau IV.6 : Vérification du déplacement dans le sens X

Niveau	$\delta_{ck/x}$	$\delta_{k,x}$	$\Delta_{k,x}$	$\bar{\Delta}_k$	Observation
SS	0,001	0,005	0,005	0,0306	CV
RDC	0,003	0,015	0,01	0,0445	CV
Etage 1	0,005	0,025	0,01	0,034	CV
Etage 2	0,007	0,035	0,01	0,034	CV
Etage 3	0,010	0,05	0,015	0,034	CV
Etage 4	0,012	0,06	0,01	0,034	CV
Etage 5	0,015	0,075	0,015	0,034	CV
Etage 6	0,018	0,09	0,015	0,034	CV
Etage 7	0,020	0,1	0,01	0,034	CV
Etage 8	0,016	0,08	0,02	0,034	CV
Etage 9	0,022	0,11	0,03	0,034	CV
Etage 10	0,024	0,12	0,01	0,034	CV

Tableau IV.7 : Vérification du déplacement dans le sens Y

Niveau	$\delta_{ck/y}$	$\delta_{k,y}$	$\Delta_{k,y}$	Δ_k	Observation
SS	0,001	0,05	0,05	0,0306	CV
RDC	0,002	0,01	0,04	0,0445	CV
Etage 1	0,004	0,02	0,01	0,034	CV
Etage 2	0,006	0,03	0,01	0,034	CV
Etage 3	0,008	0,04	0,01	0,034	CV
Etage 4	0,010	0,05	0,01	0,034	CV
Etage 5	0,012	0,06	0,01	0,034	CV
Etage 6	0,014	0,07	0,01	0,034	CV
Etage 7	0,016	0,08	0,01	0,034	CV
Etage 8	0,017	0,085	0,005	0,034	CV
Etage 9	0,019	0,095	0,01	0,034	CV
Etage 10	0,020	0,1	0,005	0,034	CV

IV.5 Conclusion :

Nous avons déterminé que la disposition choisie des voiles répond de manière satisfaisante aux critères énoncés dans le RPA 99 version 2003. Chacune des étapes de l'étude dynamique, qu'il s'agisse de la vérification de la période, du comportement global de la structure, de l'interaction voiles-portiques ou encore de l'effort normal réduit, est directement influencée par la position des voiles. Par conséquent, une vérification approfondie des dimensions des poteaux sous sollicitations normales et tangentes s'avère nécessaire pour garantir la conformité de la structure aux normes et pour assurer sa résilience face aux forces dynamiques.

CHAPITRE V :

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1 Introduction :

Dans la conception d'une structure en béton armé, la résilience face aux séismes dépend en grande partie de la performance de ses éléments structuraux principaux, à savoir les voiles, les poteaux et les poutres. Ces éléments jouent un rôle crucial dans la capacité de la structure à supporter et à absorber les charges dynamiques générées par un séisme. Ainsi, leur conception et leur disposition doivent être soigneusement étudiées afin d'assurer une performance optimale face à toutes les sollicitations envisageables. Dans le cadre de cette étude, nous avons recours au logiciel **ETABS**, un outil puissant qui nous permet de déterminer les efforts internes et, par conséquent, de dimensionner adéquatement le ferrailage de chaque élément, garantissant ainsi la résistance et la durabilité de la structure en cas de séisme.

V.2 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux essentiels dans une construction en béton armé. Leur fonction principale est de transférer les charges provenant des poutres vers les fondations, assurant ainsi la stabilité et la résistance de l'ensemble de la structure. Leur ferrailage est déterminé en tenant compte à la fois de l'effort normal (N), représentant la charge axiale appliquée sur le poteau, et du moment fléchissant (M), qui correspond à la flexion subie par le poteau en raison des charges latérales.

V.2.1 Combinaisons de calcul :

Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q(ELU) \\ G + Q(ELS) \end{cases}$$

Combinaisons accidentelles selon le RPA 99v2003 :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

V.2.2 Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Le calcul de ferrailage doit être mené d'une vérification prescrite par le RPA99 V2003, dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$\mu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0,3 \text{ (RPA99 v2003) Avec :}$$

N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

B_c : L'air (la section brute) de cette dernière

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Tableau V.1 : Vérification des poteaux sous sollicitation normales

Niveau	N_d (KN)	B_c (cm ²)	μ	Observation
S.S	2375,31	60 x60	0,2639	CV
RDC	2086,99	60 x60	0,2318	CV
Etage 1	1797,28	60 x60	0,1996	CV
Etage 2	1561,11	50 x50	0,2477	CV
Etage 3	1356,27	50 x50	0,2170	CV
Etage 4	1164,90	50 x50	0,1863	CV
Etage 5	956,21	40 x40	0,2390	CV
Etage 6	793,02	40 x40	0,1982	CV
Etage 7	614,70	40 x40	0,1536	CV
Etage 8	432,06	30 x30	0,1920	CV
Etage 9	268,04	30 x30	0,1190	CV
Etage10	119,73	30 x30	0,0532	CV

V.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d}$$

τ_u : la contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique

V : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

$$\tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_d = 0,075 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0,04 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \text{ RPA99V2003}$$

Avec :

a et b ; dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée et l_f longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0,7l_0$$

Tableau V.2: Vérification spécifique sous sollicitations normales

Poteaux	V (KN)	τ_u (MPA)	λ_g	ρ_d	τ_{bu}	Observation
SS	1,38	0,0038	3,57	0,04	1	CV
RDC	3,52	0,0087	5,19	0,075	1,875	CV
Etage 1	11,86	0,032	3,96	0,04	1	CV
Etage 2	2,28	0,0091	4,76	0,04	1	CV
Etage 3	4,11	0,016	4,76	0,04	1	CV
Etage 4	5,5	0,02	4,76	0,04	1	CV
Etage 5	4,51	0,028	5,85	0,075	1,875	CV
Etage 6	6,63	0,0414	5,95	0,075	1,875	CV
Etage 7	7,94	0,0496	5,85	0,075	1,875	CV
Etage 8	6,08	0,0675	7,93	0,075	1,875	CV
Etage 9	9,97	0,110	7,93	0,075	1,875	CV
Etage10	4,81	0,0464	7,93	0,075	1,875	CV

V.2.4 Ferrailage des poteaux :

Le calcul du ferrailage des poteaux implique une analyse détaillée de chaque élément. Pour simplifier l'approche, nous sélectionnons un poteau représentatif et effectuons le calcul en flexion composée, prenant en considération à la fois l'effort normal « N » et le moment fléchissant « M » auquel il est soumis.

Dans notre exemple, nous choisissons un type de poteau spécifique, tel que celui situé en sous-sol avec des dimensions de 65*65, en raison de sa sollicitation maximale. Les combinaisons d'actions extrêmes, telles que « G+Q±E », sont évaluées pour déterminer les valeurs maximales d'effort normal et de moment. Cette approche nous permet de dimensionner adéquatement le ferrailage du poteau pour assurer sa résistance et sa durabilité face aux charges appliquées.

V.2.4.2 Armatures longitudinales :

a. N_{max} avec M_{cor} :

Tableau V.3 : Les sollicitations des poteaux (N_{max} , M_{cor})

	ELU	
Section	N_{max}	M_{cor}
60x60	2375,31	2,07

$b = 60 \text{ cm}$; $d=0,9h = 0,9 \times 0,60 = 0,54\text{m}$; $d'=0,1h = 0,1 \times 0,60 = 0,060 \text{ m}$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2,07}{2375,31} = 0,0087$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,$$

$$Nu \times (d-d') - Ma = 2375,31 \times (0,54 - 0,06) - 0,57 = 0,57 \quad (Ma = Nu \cdot e_a = 0,57)$$

$$(0,5h-d')b \cdot h \cdot f_{bc} = (0,5 \times 0,6 - 0,06) \times 0,60 \times 0,60 \times 14,2 = 1,22$$

Donc : $0,57 < 1,22$

$Nu \times (d-d') - Ma < (0,5h-d') b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow$ **SEC avec compression non uniforme**

$A_i = 0$

(forfaitairement)

$$A_s = \frac{Nu - (1-x)b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{sc}}$$

$$X = \frac{0,5 - \frac{d'}{h} - \frac{(d-d')N - M}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}} = \frac{0,5 - \frac{0,06}{0,6} - \frac{(0,54 - 0,06)2,375 - 0,002}{0,60 \times 0,60^2 \times 14,2}}{\frac{6}{7} - \frac{0,06}{0,6}} = 0,32$$

$$A_s = -0,003164 \text{ m}^2 = -31,64 \text{ cm}^2$$

M_{max} avec N_{cor} :

Tableau V.4: Les sollicitations des poteaux (M_{max}, N_{cor})

	ELU	
Section	Mmax	Ncor
30x30	17,49	268,04

b=30cm;

d=0,9h=0,9×0,30=0,27m

d'=0,1h=0,1×0,3=0,03m

$$e = \frac{M}{N} = \frac{17,49}{268,04} = 0,0652m$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,185m$$

Nu × (d-d') - Ma = 268,04.10⁻³ × (0,27- 0,03) - 0,00473 = 0,0165 (Ma = Nu.

e_a = 0,00473)

(0,5h-d')b × h × f_{bc} = (0,5.0,3-0,03).0,3.0,3.14,2 = 0,153

Donc : 0,0165 < 0,153

Nu × (d-d') - Ma < (0,5h-d') b.h.fbc → **SEC avec compression non uniforme**

A_i = 0 (forfaitairement)

$$A_s = \frac{Nu - (1-x)b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{sc}}$$

$$X = \frac{0,5 - \frac{d'}{h} - \frac{(d - d')N - M}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}} = \frac{0,5 - \frac{0,03}{0,3} - \frac{(0,27 - 0,03)268,04 - 17,49}{0,30 \times 0,30^2 \times 14,2}}{\frac{6}{7} - \frac{0,03}{0,3}} = 0,36$$

A_s = - 0,00158m² = -15,80 cm²

Le ferrailage est négatif, alors on va ferrailer avec le minimum du RPA99 V2003.

Pourcentage minimal :

A_{min} = 0,7%(b.h).....(Zone I)

A_{min} = 0,7%(60 x 60) = 25,2 cm²

Pourcentage maximal :

$A_{\max}=4\%$ (b.h)=144 cm² (Zone courante).

$A_{\max}=6\%$ (b.h)=216 cm² (Zone de recouvrement).

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40φ en zone I.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone I.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Tableau V.5 : Ferrailage des poteaux

Niveau	Section	A_{min} RPA	A_{max} RPA (zone courant)	A_{max} RPA (zone de recouvrement)	A Calculé	Ferrailage Longitudinale	
						Choix	Section (cm ²)
SS	60x60	25,2	144	216	-31,64	10T20	31,42
RDC	60x60	25,2	144	216	-30,56	10T20	31,42
Etage 1	60x60	25,2	144	216	-26,90	10T20	31,42
Etage 2	50x50	17,5	100	150	-21,58	6T20	18,95
Etage 3	50x50	17,5	100	150	-18,95	6T20	18,95
Etage 4	50x50	17,5	100	150	-13,56	6T20	18,95
Etage 5	40x40	11,2	64	96	-10,6	6T16	12,06
Etage 6	40x40	11,2	64	96	-8,83	6T16	12,06
Etage 7	40x40	11,2	64	96	-7,20	6T16	12,06
Etage 8	30x30	6,3	36	54	-15,8	4T16	8,04
Etage 9	30x30	6,3	36	54	-4	4T16	8,04
Etage 10	30x30	6,3	36	54	-4	4T16	8,04

V.2.4.2 Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées Avec,

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho V_u}{h l . f_e}$$

- **V_u** : est l'effort tranchant de calcul (avec V_{max}=40,85 KN)
- **h₁** : hauteur totale de la section brute.
- **f_e** : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- **ρ** : est un coefficient correcteur :

ρ=2,5 si l'élanement géométrique λ_g ≥ 5

ρ=3,75 si l'élanement géométrique λ_g ≥ 5

- **t** : est l'espacement des armatures transversales.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées avec :

$$\Phi l \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi l\right) \dots\dots\dots(\text{BAEL91})$$

Φl : Le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

Φl ≤ min (1,71 ; 6 ; 1,6) ⇒ on prend : φ8

V.2.4.2 Calcul de l'espacement :

Zone nodale : (zone I)

t ≤ Min (10Øl, 15cm) ⇒ t ≤ Min (16,15cm) ⇒ **t=10cm.**

Zone courante : (zone I)

t' ≤ 15 Øl ⇒ t' ≤ 24 cm ⇒ **t'=20 cm.**

V.2.4.2 Recouvrement :

D'après le **RPA99 V2003** ; La longueur minimale de recouvrement est de 40φ (zoneI).

Φ= 2 cm ⇒ L_r= 2×40= 80 cm ⇒ L_r = 80 cm

Φ=1,6 cm ⇒ L_r= 1,6×40=64 cm ⇒ L_r = 65 cm

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm (zone I).

-

v.2.4.2 La longueur de la zone nodale :

Selon le RPA99 V2003 :

$$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow h' = \max (74,16 ; 60 ; 60 ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow h' = 75 \text{ cm}$$

Tableau V.6 : Les armatures transversales des poteaux

Etage	h(cm)	T _{max} (KN)	λ _g	ρ	T	t'	At(cm ²)	Choix
SS	60	1,38	1,38	3,75	10	20	1,00	4Φ8
RDC	60	3,52	3,52	3,75	10	20	1,19	4Φ8
Etage 1	60	11,86	11,86	2,5	10	20	1,12	4Φ8
Etage 2	50	2,28	2,28	3,75	10	20	1,41	4Φ8
Etage 3	50	4,11	4,11	3,75	10	20	1,95	4Φ8
Etage 4	50	5,5	5,5	2,5	10	20	1,36	4Φ8
Etage 5	40	4,51	4,51	3,75	10	20	1,41	4Φ8
Etage 6	40	6,63	6,63	2,5	10	20	0,92	4Φ8
Etage 7	40	7,94	7,94	2,5	10	20	1,09	4Φ8
Etage 8	30	6,08	6,08	2,5	10	20	1,04	4Φ8
Etage 9	30	9,97	9,97	2,5	10	20	1,19	4Φ8
Etage10	30	4,81	4,81	3,75	10	20	3,65	4Φ8

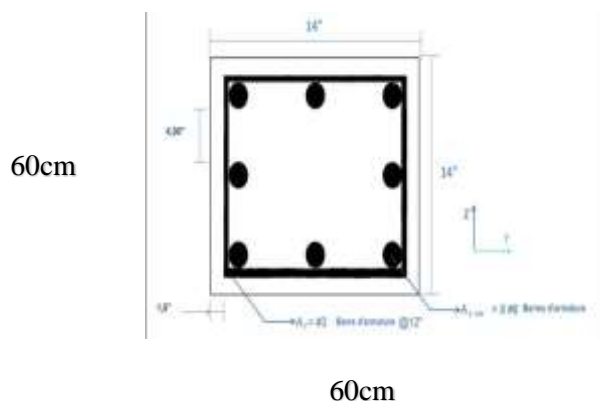


Figure V.2 : Exemple Schéma de ferrailage des poteaux

V.3 Les poutres :

V.3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments horizontaux essentiels, assurant le transfert des charges des dalles vers les poteaux.

Ces éléments sont soumis à des sollicitations primaires, notamment un moment fléchissant et un effort tranchant, qui déterminent le dimensionnement des armatures de la poutre

Le moment fléchissant est crucial pour déterminer les dimensions des armatures longitudinales, tandis que l'effort tranchant influence les armatures transversales nécessaires. Une fois les sollicitations (moment, effort normal, effort tranchant) identifiées, le ferrailage est réalisé conformément aux directives de la norme **BAEL91**. Par la suite, une vérification est effectuée selon les spécifications du règlement **RPA99 V2003** afin de garantir que le ferrailage minimum requis est en adéquation avec les caractéristiques de la section en béton. Cette approche assure la robustesse et la sécurité des poutres, tout en assurant leur conformité aux normes et réglementations en vigueur

V.3.2 Combinaison des charges :

Selon BAEL :(combinaisons fondamentales)

- ELU : $1,35G+1,5Q$

Selon RPA99 V2003 :(combinaisons accidentelles)

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

On prend un exemple de calcul : « poutre principale et poutre secondaire au niveau du sous- sol »

Tableau V.7 : Sollicitation de la poutre principale à ELU

-

	ELU		
	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	V (KN)
PP (30x50)	46,88	63,17	98,48
PS (30x40)	4,57	6,65	9,56

Tableau V.8 : Sollicitation de la poutre principale à ELS

	ELS		
	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	V (KN)
PP (30x50)	33,66	44,91	69,86
PS (30x40)	3,38	4,91	7,07

Tableau V.9 : Sollicitation de la poutre principale à « G+Q+E »

	G+Q+E		
	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	V (KN)
PP (30x50)	33,36	35,44	74,07
PS (30x40)	3,51	16,29	12,04

Tableau V.10 : Sollicitation de la poutre principale à « 0,8G+ E »

	0,8G+E		
	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	V (KN)
PP	18,89	20,68	87,45
PS	2,5	11,62	19,323

V.3.3 Ferrailage des poutres principales :

V.3.3.1 Ferrailages longitudinaux :

a. En travée :

• **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{46,88 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,45^2 \times 14,17} = 0,05 < 0,392 \quad \rightarrow \text{SEC avec compression non uniforme}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \quad \rightarrow \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2(0,05))}) = 0,06$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,45(1 - 0,4(0,06)) = 0,439 \text{ m}$$

$$\rightarrow A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 3,19 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisit est de : **4T16** ; de section : **8,04 cm**

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{30 \times 50}{1000}; 0,23 \times 30 \times 45 \times \frac{2,1}{400}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(1,5 ; 1,63) \text{ cm}^2 \quad A_{st} \geq \mathbf{1,36 \text{ cm}^2} \quad \rightarrow \quad \text{CV}$$

• **ELS :**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}x^2 + 15 \cdot A_{sc}(x - d') - n \cdot A_{st}(d - x) = 0$$

Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3}x^3 + 15 \cdot A_{sc}(x - d')^2 + 15 \cdot a_{st}(d - x)^2$$

Les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I}; \sigma_{st} = 15 \cdot \frac{M_s(d - x)}{I}$$

-

Tableau V.11 : Vérification des contraintes en travée

	M_{ser} (KN.m)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)		$\bar{\sigma}$ (MPa)		Observation
Poutre principale	33,66	4,96	149356,06	σ_{bc}	11,17	$\bar{\sigma}_{bc}$	15	CV
				σ_{st}	155,5	$\bar{\sigma}_{st}$	266,66	CV

- **Armatures maximales :** selon le RPA99

V2003 : $A_{max}=4\% (b \times h) = 60\text{cm}^2 \rightarrow$

zone courante

$A_{max}=6\% (b \times h) = 90\text{cm}^2 \rightarrow$ zone de recouvrement

- **Armatures minimales :**

$A_{min}=0,5\% (b \times h) \Rightarrow A_{min}= 7,5 \text{ cm}^2 \quad A_{st_{travée}}= 8,04 > 7,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

b. En appuis :

- **ELU :**

$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{63,17 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,45^2 \times 14,17} = 0,073 < 0,392 \rightarrow \text{SEC avec compression non uniforme}$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2(0,073))}) = 0,094$

$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,45(1 - 0,4(0,094)) = 0,433 \text{ m}$

$\rightarrow A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 4,19 \text{ cm}^2$

Ferraillage choisis est de : **6T12** ; de section : **6,79 cm²**.

Condition de non fragilité :

- $A_{st} \geq \max(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}) \text{ cm}^2$
- $A_{st} \geq \max(\frac{30 \times 50}{1000}; 0,23 \times 30 \times 45 \times \frac{2,1}{400}) \text{ cm}^2$
- $A_{st} \geq \max(1,5 ; 1,63) \text{ cm}^2 \quad A_{st} \geq 1,36 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

- **ELS :**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}x^2 + 15.Asc(x - d') - n.Ast(d - x) = 0$$

Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3}x^3 + 15.Asc(x - d')^2 + 15.ast(d - x)^2$$

Les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms.x}{I}; \sigma_{st} = 15.\frac{Ms(d - x)}{I}$$

Tableau V.12 : Vérification des contraintes en appui

	Mser (KN.m)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)		σ̄ (MPa)		Observation
Poutre principale	44,91	5,19	162813,54	σ_{bc}	14,31	σ̄_{bc}	15	CV
				σ_{st}	188,33	σ̄_{st}	266,66	CV

- **Armatures maximales :**

Selon le RPA99 V2003 : A max=4% (b*h)= 60cm² → zone courante

A max=6% (b*h)=90cm² → zone de recouvrement

- **Armatures minimales :** Amin=0,5% (b×h) ⇒ Amin= 7,5 cm²

Astappuis= 18,85 > 7,5 cm² → **CV**

V.3.3.2 Ferrailage transversale :

a-Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales est donné par :

$$\Phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_{\min}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \Phi_t \leq \min\left(\frac{50}{35}; 1,2; \frac{30}{10}\right) \rightarrow \Phi_t \leq \min(1,4; 1,2; 3)$$

On prend : $\Phi = 8\text{mm}$

b-Calcul des espacements entre les armatures :

Selon le RPA99 V2003 :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi; 30\text{cm}\right) \rightarrow S_t \leq \min(12,5; 14,4; 30) \rightarrow \text{On choisi } s_t = 10\text{cm}$$

Zone courante :

$$S'_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S'_t \leq 25\text{cm} \rightarrow \text{On choisit } S'_t = 20\text{cm}$$

V.3.3.3 Vérification au cisaillement :

$$\tau = \frac{T}{b \times d} = \frac{99,48 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,45} = 0,72$$

$$\tau_{adm} = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) = \min(3,33, 5) = 3,33\text{Mpa}$$

$\tau < \tau_{adm}$ donc condition est vérifiée.

V.3.4 Ferrailage des poutres secondaires :

V.3.4.1 Ferrailages longitudinaux :

a. En travée :

- **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4,57 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,083 < 0,392 \quad \rightarrow \text{SEC avec compression}$$

non uniforme

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \quad \rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2(0,083))}) = 0,108$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,45(1 - 0,4(0,108)) = 0,344 \text{ m}$$

$$\rightarrow A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 0,381 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisis est de : **4T12** ; de section : **4,54 cm²**.

Condition de non fragilité :

- $A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}\right) \text{ cm}^2$
- $A_{st} \geq \max\left(\frac{30 \times 40}{1000}; 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400}\right) \text{ cm}^2$
- $A_{st} \geq \max(1,2; 1,73) \text{ cm}^2 \quad A_{st} \geq 1,73 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{CV}$

- **ELS :**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}x^2 + 15.A_{sc}(x - d') - n.A_{st}(d - x) = 0$$

Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3}x^3 + 15.A_{sc}(x - d')^2 + 15.a_{st}(d - x)^2$$

Les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I}; \sigma_{st} = 15 \cdot \frac{M_s(d - x)}{I}$$

Tableau V.13 : Vérification des contraintes en travée

	Mser (KN.m)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)		$\bar{\sigma}$ (MPa)		Observation
				σ_{bc}	20,3	$\bar{\sigma}_{bc}$	15	
Poutre principale	3,38	3,81	6337,623	σ_{st}	167,9	$\bar{\sigma}_{st}$	266,66	CV

- **Armatures maximales :** selon le RPA99

V2003 : $A_{max}=4\% (b \cdot h)= 48\text{cm}^2 \rightarrow$ zone courante

$A_{max}=6\% (b \cdot h)=72\text{cm}^2 \rightarrow$ zone de recouvrement

- **Armatures minimales :**

$A_{min}=0,5\% (b \times h) \rightarrow A_{min}= 6 \text{ cm}^2$

$A_{st_{travée}}= 4,52 > 6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

b. En appuis :

- **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6,65 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,012 < 0,392 \rightarrow \text{SEC avec compression non uniforme}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2(0,012))}) = 0,015$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,45(1 - 0,4(0,012)) = 0,357 \text{ m}$$

$$\rightarrow A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 5,35 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisis est de : **6T14** ; de section : **9,24 cm²**.

Condition de non fragilité :

- $A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}\right) cm^2$
- $A_{st} \geq \max\left(\frac{30 \times 40}{1000}; 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400}\right) cm^2$
- $A_{st} \geq \max(1,2; 1,73) cm^2 \quad A_{st} \geq 1,73 cm^2 \rightarrow CV$

• **ELS :**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}x^2 + 15.A_{sc}(x - d') - n.A_{st}(d - x) = 0$$

Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3}x^3 + 15.A_{sc}(x - d')^2 + 15.a_{st}(d - x)^2$$

Les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I}; \sigma_{st} = 15 \cdot \frac{M_s(d - x)}{I}$$

Tableau V.14 : Vérification des contraintes en appui

	Mser (KN.m)	X (cm)	I (cm⁴)	σ (MPa)		$\bar{\sigma}$ (MPa)		Observation
Poutre principale	4,91	5,32	131964	σ_{bc}	1,97	$\bar{\sigma}_{bc}$	15	CV
				σ_{st}	136,47	$\bar{\sigma}_{st}$	266,66	CV

- **Armatures minimales :**

$$A_{min} = 0,5\% (b \times h) \rightarrow A_{min} = 6 \text{ cm}^2 \quad A_{stappuis} = 9,24 > 6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

V.3.4.2 Ferrailage transversale :

a. Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales est donné par :

$$\Phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_{min}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \Phi_t \leq \min\left(\frac{50}{35}; 1,2; \frac{30}{10}\right) \rightarrow \Phi_t \leq \min(1,4; 1,2; 3)$$

On prend : $\Phi = 8\text{mm} \rightarrow \Phi 8$.

b. Calcul des espacements entre les armatures :

Selon le RPA99 V2003 :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi; 30\text{cm}\right) \rightarrow S_t \leq \min(10; 16,8; 30) \rightarrow \text{On choisi } s_t = 10\text{cm}$$

Zone courante :

$$S'_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S'_t \leq 20\text{cm} \rightarrow \text{On choisi } S'_t = 15\text{cm}$$

V.3.4.3 Vérification au cisaillement :

$$\tau = \frac{T}{b \times d} = \frac{9,56 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = 0,08$$

$$\tau_{adm} = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right) = \min(3,33; 5) = 3,33Mpa$$

$\tau < \tau_{adm}$ Donc condition est vérifiée.

V.3.5 Tableau Récapitulatif :

Tableau V.15 : Ferrailage des poutres principales

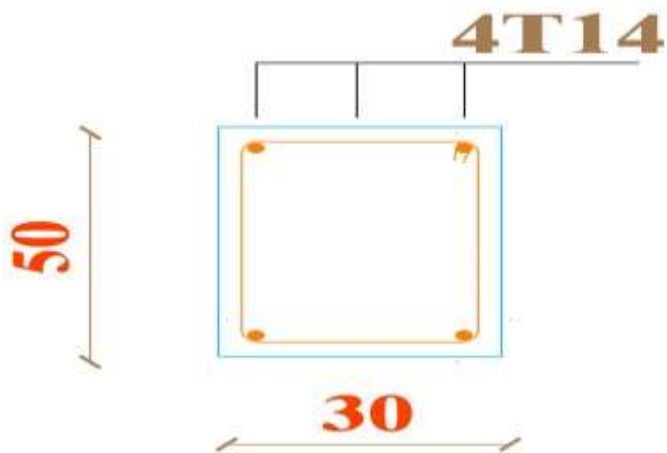
Poutre	Ferrailage longitudinale					Ferrailage Transversale		
	A _{mi} n cm ²	Travée		Appuis		Φ mm	S _t c m	S' _t Cm
		A _{calculé}	choix	A _{calculé}	Choix			
Poutre principale	7,5	1,33	4T14	4,19	6T12	φ8	10	20
	7,5	2,18	4T14	3,19	4T16	φ8	10	20
	7,5	2,19	4T14	1,21	4T14	φ8	10	20
	7,5	2,94	4T14	1,27	4T14	φ8	10	20
	7,5	2,19	4T14	1,34	4T14	φ8	10	20

Tableau V.16 : Ferrailage des poutres principales secondaire

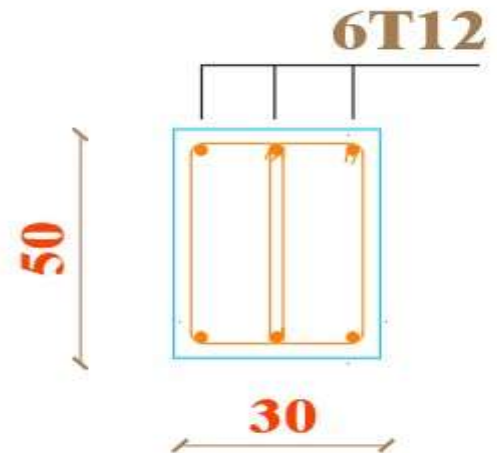
Poutre	Ferrailage longitudinale					Transversale		
	A _{mi} n cm ²	Travée		Appuis		Φ mm	S _t c m	S' _t Cm
		A _{calculé}	Choix	A _{calculé}	Choix			
Poutre secondaire	6	5,35	6T14	5,35	6T14	φ8	10	15
	6	4,19	6T14	1,39	4T14	φ8	10	15
	6	1,9	4T14	1,20	4T14	φ8	10	15
	6	2,81	4T14	2,28	4T14	φ8	10	15
	6	1,38	4T14	1,27	4T14	φ8	10	15

Poutre principale :

En travée :

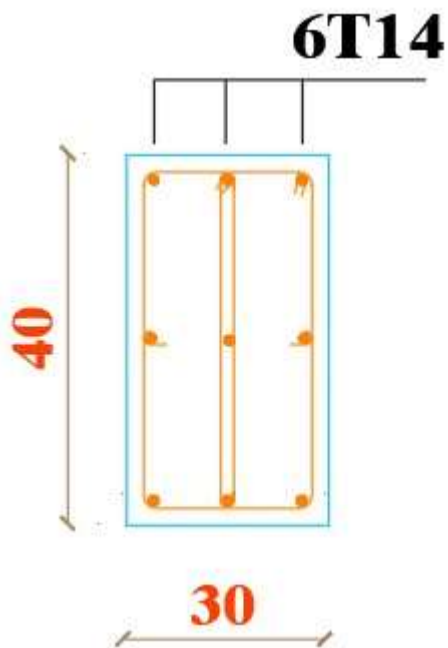


En appui



Poutre secondaire :

En travée :



En appui

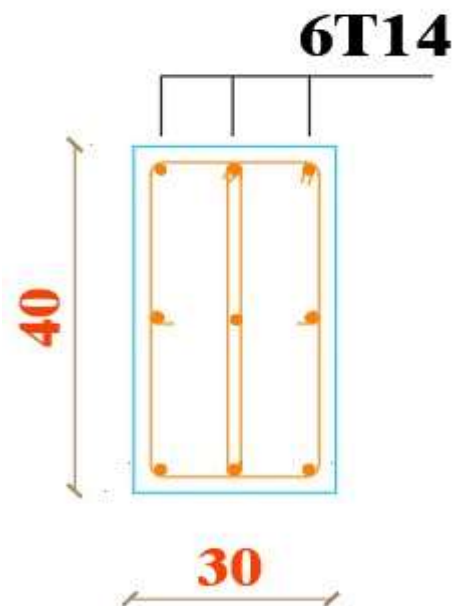


Figure V.4 : Ferrailage poutre principale et poutre secondaire

V.4 Les voiles :

V.4.1 Introduction :

Conformément aux normes établies par le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a), la présence de voiles de contreventement est exigée pour toute structure en béton armé dépassant sept niveaux ou 23 mètres de hauteur dans la zone I. Ces voiles jouent un rôle crucial dans la résistance aux charges latérales et contribuent à la stabilité globale de la structure. Dans le processus de conception, les voiles sont soumis à des calculs en flexion composée avec effort tranchant, nécessitant ainsi une analyse précise de leur comportement sous diverses combinaisons de charges. Leur ferrailage est composé d'armatures verticales et horizontales, assurant ainsi leur capacité à résister aux sollicitations auxquelles ils sont soumis. Selon les directives du RPA99V2003, différentes combinaisons de charges sont prises en compte dans le calcul, notamment :

- $1,35G+1,5Q$ pour les états limites ultimes (ELU)
- $G+Q$ pour les états limites de service (ELS)
- $G+Q\pm E$ pour les états limites accidentels (ELA)
- $0,8G+E$ pour les états limites accidentels (ELA)

Cette approche garantit que les voiles répondent aux exigences de sécurité et de performance établies par les normes en vigueur.

V.4.1 Vérification des contraintes tangentielles :

D'après le RPA99V2003 (L'article 7.7.2 et l'article 7.7.3.1 RPA99V2003); les contraintes tangentielles doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\tau_b = \frac{T}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_c28$$

$$\tau_b = \frac{T}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,06f_c28$$

Avec $b = 1\text{ m}$ et $d = 0,9 \times 0,2 = 0,18\text{ m}$

Tableau V.17 : Vérifications des contraintes

	Vmax	τ_b (MPa)	$\tau_b=0,2f_{c28}$	$\tau_b=0,06f_{c28}$	Observation
Voile	3,15	0,017	5	1,5	CV

V.4.2 Calcul du ferrailage :

Pour le calcul du ferrailage des voiles, il est nécessaire de respecter les prescriptions énoncées par les normes en vigueur, telles que le R.P.A.99V2003. Les critères de ferrailage comprennent notamment un pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, défini comme suit :

- 0,15 % Globalement dans la section du voile.
- 0,10 %. En zone courante.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $\begin{cases} S \leq 1,5e \\ S \leq 30cm \end{cases}$

V.4.2.1 Détermination du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande de section [0,20 m x 1,00 m] :
La combinaison d'action qui donne l'effort normal le plus important est : G+Q+E

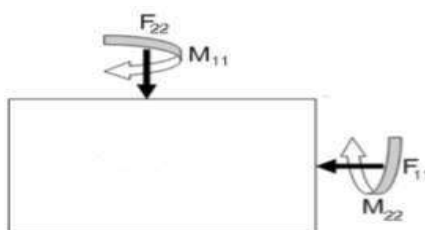


Figure V.5 : Schéma des forces du voile

$$\text{Verticalement : } \begin{cases} F11 = -180KN \\ M11 = 4,8KN.m \end{cases} \quad \text{Horizontalement : } \begin{cases} F22 = -900KN \\ M22 = 24KN.m \end{cases}$$

a. Verticalement :

➤ Sollicitation de calcul :

• A l'ELU :

$$ea = \max \left\{ \frac{2cm}{\frac{L}{250}} \right\} \rightarrow ea = \max \left\{ \frac{2cm}{\frac{100}{250}} = 0,4cm \right\} \rightarrow ea=2cm$$

Excentricité du 1^{er} ordre à l'ELU :

$$e_1 = \frac{M}{N} + ea = \frac{4,8}{180} + 0,02 = 0,04$$

Elancement géométrique :

$$L_f = 0,7 \cdot l_0 = 0,7 \times 2,73 = 1,911$$

Excentricité du second ordre

$$a = \frac{MG}{MG+MQ} \rightarrow a=0,556$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + a\varphi) = \frac{3 \times 1,911^2}{10^4 \times 0,2} (2 + 2 \times 0,556) = 0,017m$$

Avec ($\varphi = 2$) le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge Considérée, il est pris généralement égal à 2.

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0,063$$

Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_0 + (d - \frac{h}{2}) \\ M_{ser} = N_{ser} \cdot e_a \end{cases} \rightarrow \begin{cases} e_a = 0,063 + (0,18 - \frac{0,2}{2}) = 0,126m \\ M_{ser} = 180 \times 0,126 = 22,68KN.m \end{cases}$$

• **A l'ELS :**

$$N_{ser} = 357,54 \text{ KN} ; M_{ser} = 0,23KN.m$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,0064$$

On remarque qu' e_0 (ELU) \neq e_0 (ELS)

Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_0 + (d - \frac{h}{2}) \\ M_{ser} = N_{ser} \cdot e_a \end{cases} \rightarrow \begin{cases} e_a = 0,063 + (0,18 - \frac{0,2}{2}) = 0,0864m \\ M_{ser} = 357,54 \times 0,0864 = 30,89KN.m \end{cases}$$

➤ **Armature :**

Moment réduit de référence à l'E.L.U :

$$\mu_{bc} = 0,8 \times \frac{h}{d} (1 - 0,4 \frac{h}{d}) \rightarrow \mu_{bc} = 0,8 \times \frac{20}{18} (1 - 0,4 \frac{20}{18}) = 0,4$$

Moment réduit agissant :

$$\mu_{bd} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} \rightarrow \mu_{bd} = \frac{22,68 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,20} = 0,049$$

$$\mu_{bu} = 0,049 < \mu_{bc} = 0,49 \rightarrow \text{Section partiellement tendue}$$

➤ **Calcul des aciers en flexion simple :**

$$\gamma = \frac{Mu_a}{M_{ser}} = 3,18$$

$$\mu_u = (3440 \gamma + 49 f_c 28 - 3050) \times 10^{-4} = 0,91142$$

$$\mu_b < \mu_u \rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \mu_b) \rightarrow Z_b = 0,128m$$

$$A = \frac{Mu_a}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{22,68 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,128 \times 348} = 5,09cm^2$$

➤ **Armature en flexion composée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A' = 0 \\ A = A - \frac{Nu}{\sigma_{se}} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A' = 0 \\ A = 5,09 \times 10^{-4} - \frac{180 \times 10^{-3}}{348} = -8,24 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

➤ **Choix des barres :**

On remarque que la section calculée avec la flexion composée est négative ; dans ce cas on calcule le ferrailage avec le minimum du RPA 99 V2003 :

a. Ferrailage verticale :

$A_{min} = 0,15\% \cdot (h \cdot b)$ (art 7.7.4.3 du RPA99v2003)

$$A_{min} = 0,0015(20 \cdot 100) = 3 \text{ cm}^2$$

b. Ferrailage horizontale :

$A_{min} = 0,15\% \cdot (h \cdot b) \rightarrow A_{min} = 0,0015(20 \cdot 100) = 3 \text{ cm}^2$

On choisit : **5T12** de section **5,65 cm²**.

c. Espacement :

D'après le **RPA99 V2003** ; on a :

$$S \leq \min(1,5e ; 30 \text{ cm}) \rightarrow S \leq \min(30 ; 30 \text{ cm})$$

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

d. Calcul des armatures transversales :

D'après le BAEL 91 modifiée 99, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/\text{m}^2$ au moins, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm.

Donc ; on prend : **4Φ6 /m² → 1,13cm²**

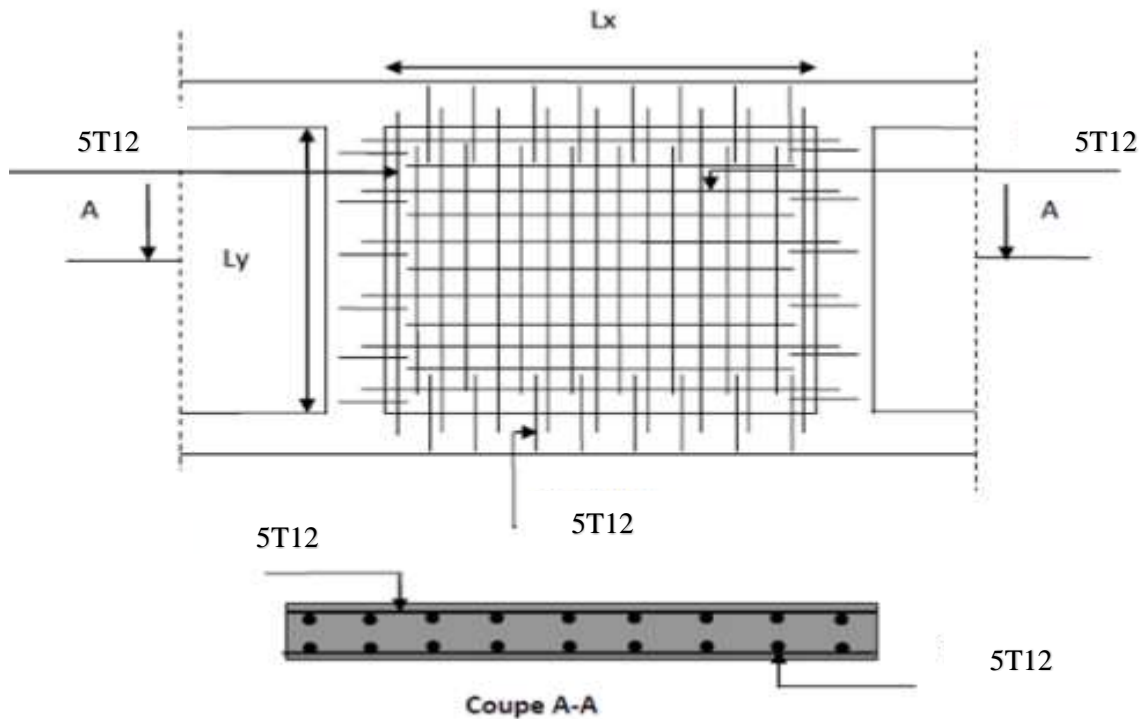


Figure V.6 : Ferrailage voile

V.5 Conclusion :

Pour assurer la stabilité, la performance optimale et la durabilité économique d'une structure soumise à des charges dynamiques, il est impératif de vérifier minutieusement les dimensions et le ferrailage des éléments structuraux. Ces vérifications doivent être conformes aux exigences des normes RPA99 V2003 et BAEL99. En respectant ces prescriptions, on garantit non seulement la robustesse de la structure mais également sa capacité à résister efficacement aux sollicitations dynamiques sur le long terme.

CHAPITRE VI :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 Introduction :

Dans toute construction, les fondations jouent un rôle essentiel en assurant la stabilité et la durabilité de l'ensemble de l'infrastructure. Directement en contact avec le sol, elles ont pour mission de transmettre et de répartir les charges provenant de la superstructure, comprenant le poids propre de la construction ainsi que les charges climatiques et d'utilisation, vers le sol sous-jacent. En remplissant cette fonction cruciale, les fondations accomplissent plusieurs objectifs clés : elles permettent l'encastrement solide de la structure dans le sol, garantissent une répartition adéquate des charges sur toute la surface de support, et contribuent à limiter les tassements des sols, assurant ainsi la stabilité à long terme de l'infrastructure.

VI.2 . Combinaisons de calcul :

D'après le **RPA99** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \\ \begin{cases} 1,35G + 1,5Q & \dots \dots \dots \text{ELU} \\ G + Q & \dots \dots \dots \text{ELS} \end{cases} \end{cases}$$

VI.3 Choix du type de fondation :

D'après le rapport géotechnique la contrainte du sol égale **2bars**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante
- Radier général

Le choix de type de fondations est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol.
- Le type de la structure.
- La charge transmise au sol.
- L'aspect économique.

Le type de fondation préconisé pour notre structure est des semelles filantes, mais après le redimensionnement, les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des poteaux, on opte alors pour **un radier général** afin de limiter en maximum, les tassements notamment différentielles.

VI.4 Etude du radier général :

VI.3.1 Prédimensionnement :

ht : hauteur des nervures.

hd : hauteur de la dalle.

Lmax : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. (Lmax = 7.07m)

$$\left\{ \begin{array}{l} Ht = \frac{l_{max}}{10} = \frac{707}{10} = 70,7cm \\ Hd = \frac{l_{max}}{20} = \frac{707}{20} = 35,35cm \end{array} \right.$$

VI.3.1.1 La condition de raideur (rigidité)

Pour un radier rigide, il faut que :

$$\frac{\pi}{2} le \geq l_{max}; \text{ avec } le \geq \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$$

Le : la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E: Module de Young (E = 3.21 10⁷ KN/m³)

I: Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : coefficient de raideur du sol.

Du tableau de module de réaction du sol : K= 4 Kg/cm³=4.10⁴KN/m³

$$I = \frac{b \times ht^3}{12} \rightarrow ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times l_{max}^4 \times k}{\pi^4 \times E}} \text{ Donc : } ht = 1,15 \text{ m}$$

A partir des deux conditions on prend le max :ht = 1,15 m. On opte un ht=1,5 m.

$$I = 0,281m^4 \quad le = 5,47m$$

Vérification de condition :

$$\frac{\pi}{2}le \geq l_{max} \quad \rightarrow 8,59m > 5,47m \quad \text{cv}$$

En utilisant le logiciel SAP 2000 pour avoir les déplacements en ELS qui servent à calculer :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = k \times z_{max} \\ \sigma_2 = k \times z_{min} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} z_1 = 0323cm \\ z_2 = 0,443cm \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = k \times z_{max} \\ \sigma_2 = k \times z_{min} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 1,29 bar \\ \sigma_2 = 1,77bar \end{array} \right.$$

$$\sigma_b = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,41bar \quad \rightarrow \sigma_b < \sigma_{sol} \quad \text{cv}$$

VI.3.1.1 Calcule Débordement (D) :

$$D \geq \text{Max}\left(\frac{ht}{2}, 30\text{cm}\right)$$

$$D \geq 75\text{cm} \quad \rightarrow \text{On adopte : } D = 80 \text{ cm}$$

VI.3.2 Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, on doit vérifier la condition :

$$N_u \leq 0,045 \times h_n \times u_u \times f_{c28} / \gamma_b$$

N_u : L'effort normal du poteau plus sollicité à l'état limite ultime

h_n : Hauteur de la nervure = **150 cm**

u_u : Périmètre du poteau $N_u = 2375,31 \text{ KN}$

$$u_u = (u_0 + v_0) \times 2 = (u+h+u+h) \times 2 = (u \times h) \times 4 = (150+60) \times 4 = 840\text{cm}$$

Charge limite :

$$Q_U = 0,045 \times h_n \times u_u \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 1,5 \times 8,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 9450\text{kn}$$

$N_u < 9450 \text{ KN} \quad \rightarrow$ pas de risque de poinçonnement.

VI.3.3 Vérification de la contrainte du sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens longitudinal et transversal.

$$\begin{cases} \sigma_{\max(x,y)} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} v \\ \sigma_{\min(x,y)} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} v \\ \sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \end{cases}$$

On a :

$$N_S = 60274,203$$

$$I_X = 11714,308 \text{ m}^2 ; X_g = 12,68 \text{ m} ; M_X = 66255,263 \text{ KN.M}$$

$$I_Y = 24028,459 \text{ m}^2 ; X_Y = 8,85 \text{ m} ; M_Y = 61361,409 \text{ KN.M}$$

➤ **SENS X-X :**

$$\begin{cases} \sigma_{\max(x,y)} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} v \\ \sigma_{\min(x,y)} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} v \\ \sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \end{cases} \quad \begin{cases} \sigma_{MAX} = 0,184 \text{ MPA} \\ \sigma_{min} = 0,084 \text{ MPA} \\ \sigma_m = 0,159 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPA} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **SENS Y-Y :**

$$\begin{cases} \sigma_{\max(x,y)} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} v \\ \sigma_{\min(x,y)} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} v \\ \sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \end{cases} \quad \begin{cases} \sigma_{MAX} = 0,1166 \text{ MPA} \\ \sigma_{min} = 0,101 \text{ MPA} \\ \sigma_m = 0,151 \text{ MPA} \end{cases} \quad \sigma_m < \sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPA} \rightarrow \text{CV}$$

- -

VI.3.4 Vérification de la stabilité au renversement :

Selon RPA99, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

➤ SENS X-X :

$$e = \frac{66255,263}{60274,203} = 1,09\text{m} \leq \frac{25,35}{4} = 6,33\text{m} \rightarrow \text{CV}$$

➤ SENS Y-Y :

$$e = \frac{61361,409}{60274,203} = 1,01\text{m} \leq \frac{17,4}{4} = 4,42\text{m} \rightarrow \text{CV}$$

Donc il n'y a pas de risque de renversement.

VI.5 Calcul du ferrailage :

Après une modélisation du radier avec le logiciel « ETABS » on a obtenu les résultats suivants :

Tableau VI.1 : Les sollicitations du radier

		ELU		ELS	
		M11 (KN.m)	M22 (KN.m)	M11 (KN.m)	M22 (KN.m)
Dalle	Appuis	315,33	375,12	234,90	230,54
	Travée	198,53	297,34	212,43	215,12
Nervure	Appuis	375,44	422,54	287,93	321,12
	Travée	250,65	215,43	124,54	123,43

VI.3.5 Calcul de Ferrailage de la dalle :

Le panneau le plus sollicité est : $L_x = 4,50 \text{ m}$; $L_y = 6,11$

m

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,73 > 0,4 \text{ La dalle travaille dans les deux}$$

sens.

Les calculs en flexion simple avec une section de $(60 \times 1 \text{ ml}) \text{ m}^2$ en deux directions.

On va choisir le ferrailage suivant L_x comme un exemple de calcul et on pose les résultats trouvés dans un tableau récapitulatif.

En travée :

a. **ELU :**

➤ **Suivant**

L_x :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{198,53 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54^2 \times 14,17} = 0,04 < 0,392 \quad \rightarrow \text{SEC avec compression non uniforme}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \quad \rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2(0,04))}) = 0,05$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,45(1 - 0,4(0,05)) = 0,529 \text{ m}$$

$$\rightarrow A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 10,79 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{ST} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{1 \times 0,6}{1000}; \frac{0,23 \times 1 \times 0,54 \times 2,1}{400}\right)$$

$$A_{ST} \geq \max(6 ; 6,52) \text{ cm}^2$$

Donc le choix est **8T14** de section **12.32cm²/ml**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{12,32}{4} = 3,08 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \rightarrow \text{on prend } \mathbf{4T12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

b. Vérification à ELS :

➤ Suivant Lx :

$$M_s = 212,43 \text{ kn.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times x^2}{100} - n A_{st}(d-x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \times 10,78(54 - x) = 0$$

$$X = 11,60 \text{ cm}$$

Détermination de moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + n A_{st}(d-x)^2$$

$$I = 342727,66 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = 7,18 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s \times (d-x)}{I} = 193,65 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$$

En appui :

a. ELU :

➤ **Suivant Lx :**

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{315,33 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54^2 \times 14,17} = 0,07 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2(0,07))}) = 0,09$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,45(1 - 0,4(0,09)) = 0,433 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{11}}{Z \times \sigma_{ST}} = \frac{315,33 \times 10^{-3}}{0,433 \times 347,83} = 20,93 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{ST} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{1 \times 0,6}{1000}; \frac{0,23 \times 1 \times 0,54 \times 2,1}{400}\right)$$

$$A_{ST} \geq \max(6; 6,52) \text{ cm}^2$$

Donc le choix est **6T20+4T12** de section **23,37 cm²/ml**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{23,37}{4} = 5,84 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b. Vérification à ELS :

➤ **Suivant Lx :**

$$M_s = 234,9 \text{ KN.M}$$

La fissuration est préjudiciable :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times x^2}{100} - n A_{st}(d-x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \times 23,37(54 - x) = 0$$

$$X = 16,26 \text{ cm}$$

Détermination de moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + n A_{st} (d-x)^2$$

$$I = 642589,09 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = 5,95 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s \times (d-x)}{I} = 134,65 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPA} \quad \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$$

VI.3.5.1 Vérification au cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{B \cdot D} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right) = 2,5 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ fissuration préjudiciable}$$

$$\tau = 1,22 \text{ MPA} < 2,5 \text{ MPA} \rightarrow \text{CV}$$

D'après le (BAEL91) :

$$S_T \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_T \leq \min(48,6; 40 \text{ cm})$$

Alors on adopte un espacement de : **St = 15cm**

Tableau VI.2 : Ferrailage de la dalle

		Acal (cm ² /ml)	Achoisi (cm ² /ml)	Ar choisi (cm ² /ml)
Lx	Travée	10,79	8T14 (12,32)	4T12
	Appui	23,93	6T20+4T12 (23,37)	6T12
	Travée	18,40	6T16+4T16 (20,2)	4T20 (12,57)
	Appui	24,97	6T20+4T16 (26,89)	

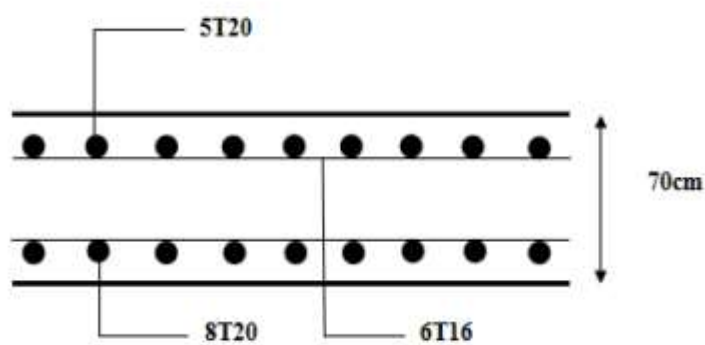


Figure VI. 4 : Coupe longitudinale de radier (coupe X-X)

VI.3.5.1 Calcul de Ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait en flexion simple avec une section (60X100) cm².

Pour illustrer cette démarche, nous prenons le ferrailage selon la direction longitudinale (Lx) comme exemple de calcul. Les résultats obtenus seront ensuite résumés dans un tableau récapitulatif pour faciliter leur présentation et leur analyse.

En travée :

a. **ELU :**

b. **Vérification à ELS :**

➤ **Suivant Lx :**

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{250,65 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54^2 \times 14,17} = 0,06 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2(0,06))}) = 0,077$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,54(1 - 0,4(0,09)) = 0,523 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{11}}{Z \times \sigma_{ST}} = \frac{250,65 \times 10^{-3}}{0,523 \times 347,83} = 13,37 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{ST} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{1 \times 0,6}{1000}; \frac{0,23 \times 1 \times 0,54 \times 2,1}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(6; 6,52) \text{ cm}^2$$

Donc le choix est **6T14+4T14** de section **15,4 cm²/ml**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{13,37}{4} = 3,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } \mathbf{4T12=4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

b. **Vérification à ELS :**

➤ **Suivant Lx : Position de l'axe neutre**

$$\frac{b \times x^2}{100} - n A_{st}(d-x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \times 13,37(54 - x) = 0$$

$$X = 12,84 \text{ cm}$$

Détermination de moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + n A_{st} (d - x)^2$$

$$I = 410323,75 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{st} = \frac{M S \cdot X}{I} = 7,84 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma_{ST}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{ST}} \quad \rightarrow \quad \text{CV}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s \times (d - x)}{I} = 150,65 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 202 \text{ MPA} \quad \sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$$

En appui :

a. ELU :

➤ Suivant Lx :

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{124,54 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54^2 \times 14,17} = 0,03 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2(0,03))}) = 0,038$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,54(1 - 0,4(0,038)) = 0,531 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{11}}{Z \times \sigma_{ST}} = \frac{250,65 \times 10^{-3}}{0,523 \times 347,83} = 6,74 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{S.S.A}$$

Condition non fragilité :

$$A_{ST} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{1 \times 0,6}{1000}; \frac{0,23 \times 1 \times 0,54 \times 2,1}{400}\right)$$

$$A_{ST} \geq \max(6; 6,52) \text{ cm}^2$$

rmature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,74}{4} = 1,68 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } 4\text{T}12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b. Vérification à ELS :

➤ Suivant Lx :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times x^2}{100} - nA_{st}(d - x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \times 6,74(54 - x) = 0$$

$$X = 9,48 \text{ cm}$$

Détermination de moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I=32900,01\text{cm}^4$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = n \frac{Msr(d-x)}{I} = 136,73\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}fe; 110\sqrt{\eta \times ft28}\right) = 202\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

VI.3.5.1 Vérification au cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{B.D} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15fc28}{\gamma b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau = 1,05\text{MPa} < 2,5\text{MPa} \quad \text{CV}$$

VI.3.5.2 Calcul de l'espacement :

Selon RPA 99 V2003 :

$$\begin{cases} s_t \leq \min(h/4; 12\phi; 30\text{cm}) \dots \dots \dots \text{en zone nodale} \\ s'_t = \frac{h}{4} \dots \dots \dots \text{dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Avec : ϕ_{\min} Le diamètre le plus petit de ferrailage longitudinal

$$St \leq \min\left(\frac{60}{4}; 12.1,2; 30\text{cm}\right) \rightarrow St = 14,4\text{cm}$$

$$St = 12\text{cm} \quad St' = 20\text{cm}$$

VI.3.5.1 Ferrailage transversal

$$\phi_{\min} \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{\min}; \frac{b}{10}\right)$$

On prend : $\phi_{\min} = 8 \text{ mm}$.

Tableau VI.3 : Ferrailage de nervure

		$A_{cal} (cm^2)$	$A_{choisi} (cm^2)$	$A_r (cm^2)$
Travée	Lx	13,37	6T16+4T12 (16,58)	4T14 (6,16)
	Ly	7,50		
Appui	Lx	16,03	4T20+4T14 (18,73)	
	Ly	15,49		

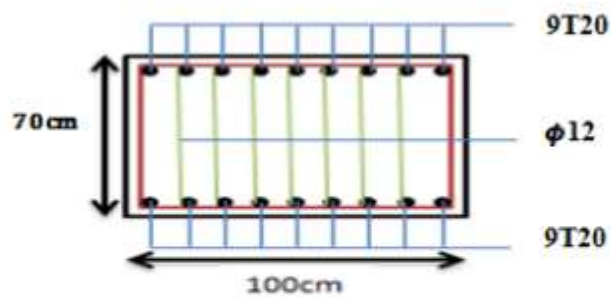


Figure VI. 5 : Coupe transversale de la nervure en travée et en appui

VI.6 Conclusion :

Les fondations ont pour rôle de transmettre les charges au sol et sont choisies selon plusieurs critères tels que la capacité portante du sol, la distance entre les axes des poteaux, l'importance des charges transmises et la profondeur du bon sol. Pour déterminer le type de fondation approprié pour notre structure, nous avons effectué un calcul avec des semelles isolées.

Cependant, celles-ci se sont révélées inadéquates en raison des chevauchements qu'elles engendraient.

Un calcul similaire avec des semelles filantes a également été entrepris, mais ces dernières ont présenté les mêmes inconvénients.

Nous avons alors opté pour un calcul de fondation sur nervure, où le radier a été calculé comme un plancher renversé et la nervure comme une poutre renversée.

Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant, assurant ainsi la stabilité et la robustesse de la structure.

Conclusion générale :

Cette étude nous a permis de mettre en pratique l'ensemble des connaissances acquises au cours de notre Etude en génie civil.

Ce mémoire nous a offert l'opportunité d'approfondir nos compétences, notamment dans l'utilisation de logiciels spécialisés tels que ETABS, SAP2000 et AutoCAD.

La principale difficulté rencontrée a été la modélisation et le choix de la disposition des voiles, mais nous avons pu surmonter ces obstacles et obtenir des résultats satisfaisants.

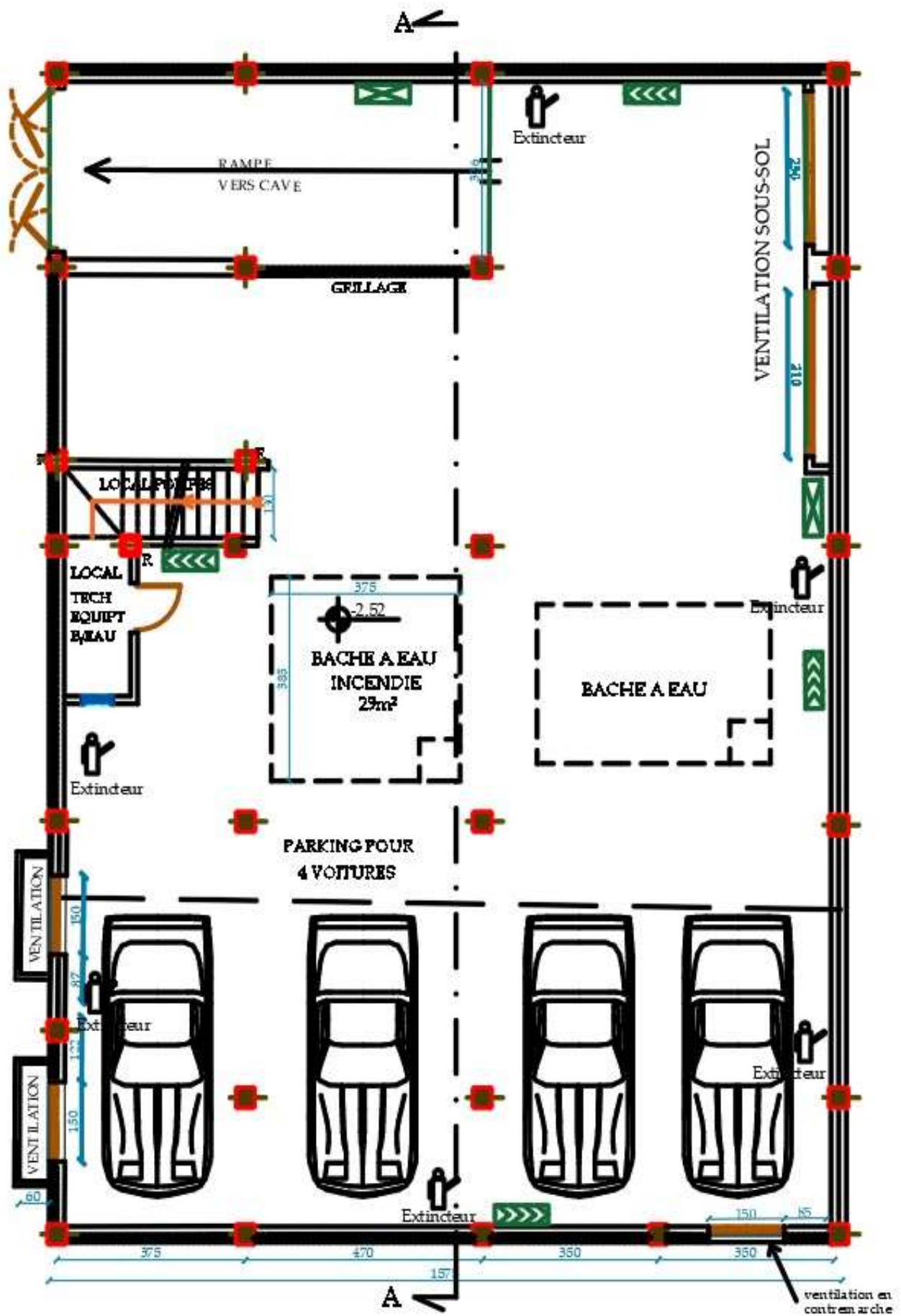
Un prédimensionnement préliminaire a facilité les étapes suivantes, comme l'analyse dynamique. Le ferrailage des éléments a été déterminé après l'extraction des efforts à partir du logiciel ETABS et SAP2000.

Pour l'infrastructure, le radier nervuré s'est avéré être le type de fondation le plus adapté pour notre structure. De plus, la technique d'isolation parasismique, bien que récente, offre un moyen prometteur de réduire les risques sismiques, et son développement futur est essentiel pour le génie parasismique en Algérie.

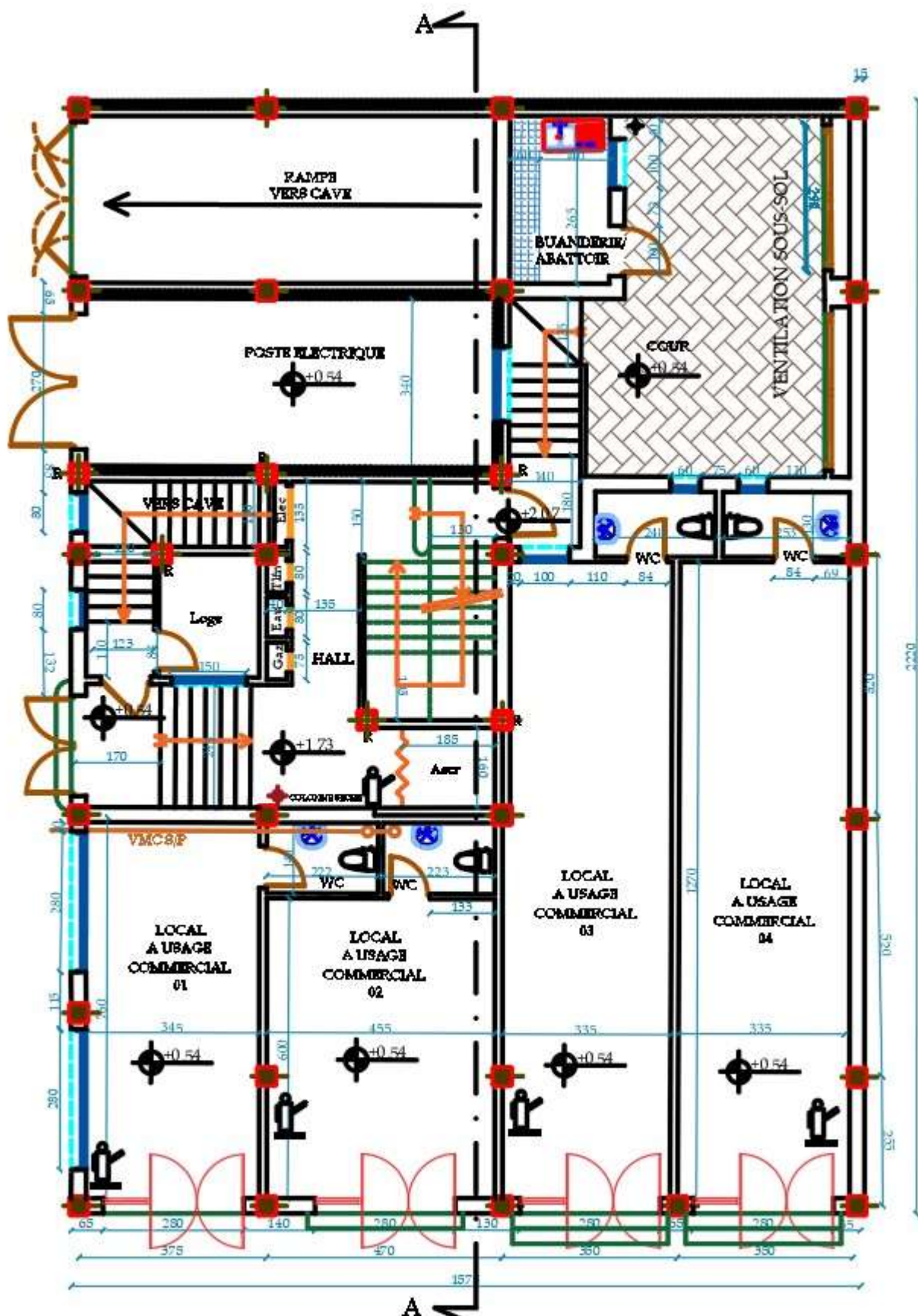
En conclusion, nous espérons que ce mémoire constituera une première étape vers notre vie professionnelle et servira de guide à ceux qui s'intéressent à ce domaine.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

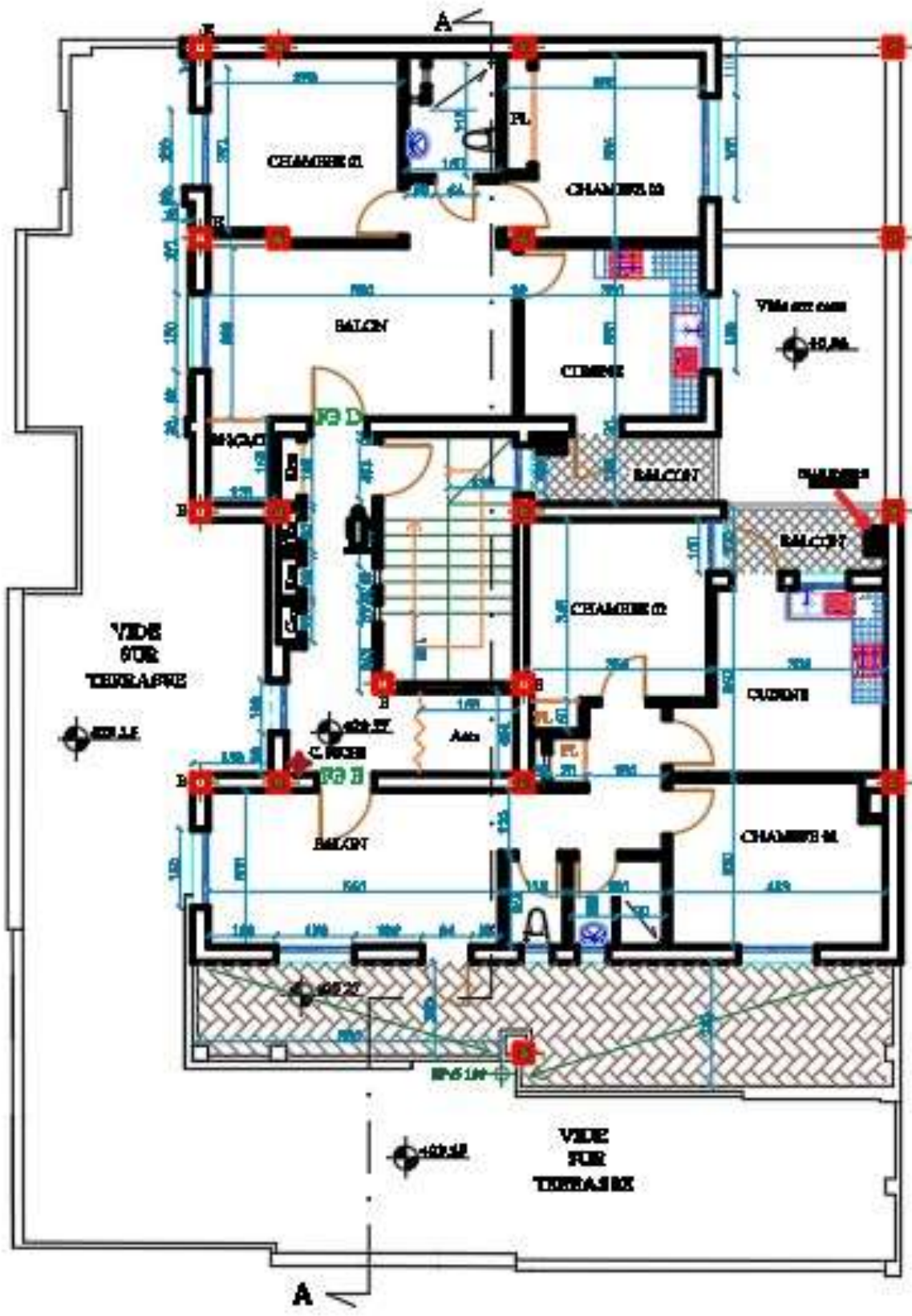
- [1] CHAKOURI.B, BESSAID.M.I. Etude d'un bâtiment a usage d'habitation et commercial « SS+RDC+09 étages » en Béton Armé. Mémoire d'Obtention du Diplôme du MASTER en Génie civil, soutenue en juillet 2012, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 148 p.
- [2] MALFI.A. Etude technico-économique d'un bâtiment (SS+R+9) en béton armée à ORAN. Mémoire d'Obtention du Diplôme du MASTER en Génie civil, soutenue en juin 2017, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 195 p.
- [3] Benzina.F Contribution a l'étude des structures intelligentes. Tlemcen. Mémoire de magistère en génie civil, Université Abou Bekr Belkaid, 2013.
- [4]Nait Z,Benmouna N.ALYSE DE L'EFFET DES SYSTEMES DE DISSIPATION PASSIVE DANS LE CONTREVENTEMENT DES BATIMENTS. TLEMCEN. Mémoire de master en génie civil, Université Abou Bekr Belkaid, 2014.
- [5] MichaelD. seismic protective systems seismic isolation. instructional Material Complementing FEMA 451, Design Examples, Polytechnic Institute.
- [6] Martelli, A.modern seismic protection systems for civil and industrial structures. Synthesis of the application to Thessaloniki city,SAMCO Final Report, 2006.
- [7] Mr. BENAYAD Karim. COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES OUVRAGES SURISOLATEURS DE BASE. TELMCEN. Mémoire de magistère en génie civil, Université Abou Bekr Belkaid, 2013.
- [8] Martelli, A.modern seismic protection systems for civil and industrial structures. Synthesis of the application to Thessaloniki city, SAMCO Final Report, 2006.
- [9] FEMA 356 (Chapitre 9) [BAEL, 91] Béton Armé aux Etats Limites 91modifié 99, DTU associés, par Jean pierre mouglin , 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 version2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48), CG



PLAN SOUS SOL



PLAN REZ DE CHAUSSEE



PLAN ETAGE 9

+29.27

