

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement supérieur
et de la Recherche Scientifique

Université ABDERRAHMANE MIRA - BEJAIA –
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention d'un diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structure

Thème

Étude d'un bâtiment (R+5 avec 2 entre-sols) en béton armé à usage d'habitation contreventé par un système constitué par des voiles.

Réaliser par :

- LAKIF Amirouche
 - ABDOULAH DJIBO
- Issoufou

Encadré par :

- Mme T. BOUDINA

Devant le jury :

- Mme O. SEGHIR
- Mme S. HAMOUCHE

Année universitaire : 2024/2025

République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Déclaration sur l'honneur
Engagement pour respecter les règles d'authenticité scientifique dans
l'élaboration d'un travail de recherche

Arrêté ministériel n° 1082 du 27 décembre 2020 ()
fixant les règles relatives à la prévention et la lutte contre le
plagiat*

Je soussigné,

Nom : LAKIF
Prénom : Amirouche

Matricule : 181833003128

Spécialité et/ou Option : Structure

Département : Génie-civil

Faculté : Technologie

Année universitaire : 2024 / 2025

et chargé de préparer un mémoire de : Master

Intitulé : Étude d'un bâtiment (R+5 avec 2 entre-sols) en béton armé à usage d'habitation contreventé par un système constitué par des voiles.

déclare sur l'honneur, m'engager à respecter les règles scientifiques, méthodologiques, et les normes de déontologie professionnelle et de l'authenticité académique requises dans l'élaboration du projet de fin de cycle cité ci-dessus.

Fait à Béjaia le
10/ 07/2025

Signature de l'intéressé

(*) *Lu et approuvé*

A handwritten signature in blue ink, consisting of a stylized, cursive script that is difficult to decipher. It appears to be a personal signature.

(*) Arrêté ministériel disponible sur le site www.univ-bejaia.dz/formation (rubrique textes réglementaires)

République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Déclaration sur l'honneur
Engagement pour respecter les règles d'authenticité scientifique dans
l'élaboration d'un travail de recherche

Arrêté ministériel n° 1082 du 27 décembre 2020 ()
fixant les règles relatives à la prévention et la lutte contre le
plagiat*

Je soussigné,

Nom : ABDOULAH DJIBO

Prénom : Issoufou

Matricule : 19198NER7075

Spécialité et/ou Option : Structure

Département : Génie-civil

Faculté : Technologie

Année universitaire : 2024/2025

et chargé de préparer un mémoire de: Master

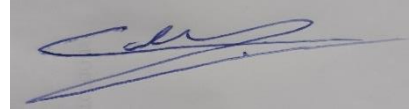
Intitulé : Étude d'un bâtiment (R+5 avec 2 entre-sols) en béton armé à usage d'habitation contreventé par un système constitué par des voiles.

déclare sur l'honneur, m'engager à respecter les règles scientifiques, méthodologiques, et les normes de déontologie professionnelle et de l'authenticité académique requises dans l'élaboration du projet de fin de cycle cité ci-dessus.

Fait à Béjaia le
10/ 07/2025

Signature de l'intéressé

(*) Lu et approuvé

A handwritten signature in blue ink, consisting of a stylized 'C' followed by a horizontal line and a small flourish.

(*) Arrêté ministériel disponible sur le site www.univ-bejaia.dz/formation (rubrique textes réglementaires)

Remerciement

Ce mémoire n'aurait pas atteint cette richesse ni vu le jour sans le soutien et le guidage de Mme T. BOUDINA, que nous remercions pour la qualité exceptionnelle de son encadrement, ainsi que pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité tout au long de notre préparation. Nous exprimons également notre gratitude à l'ensemble de nos professeurs, qui ont su nous apporter leur expertise malgré leurs nombreuses responsabilités académiques et professionnelles. Nous souhaitons remercier l'ingénieur DJILALI TIDJET (CTC BEJAÏA) pour son aide précieuse. Enfin, nos remerciements vont vers toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, contribué à l'élaboration de notre travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail accompagné d'un profond amour.

À ma chère mère ZOHRÀ.

À mon chère papa AZZDINE.

À ma chère sœur CELINE

À mes précieux amis FOUAD, Lounis, IMAD, HASSEN

À mon meilleure amie YOUNBA qui ma soutenue et ma encourager durant tout mon parcours d'étude.

*LAKIF
Amirouche*

Dédicaces

*À la mémoire de mon père bien-aimé, ABDOULAH DJIBO,
dont l'amour et les valeurs continuent de me guider chaque jour.*

*À ma mère, HADIZA MAHAMAN, pour son amour
inconditionnel, ses prières et ses sacrifices silencieux.*

*À mes frères et sœurs : FATIMA, NAFISSA, NADIA,
HASSANE ET HOUSSEINI, pour leur soutien moral constant
et leur présence réconfortante.*

*À tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation
de ce travail, je vous exprime ma profonde gratitude.*

*ABDOULAH DJIBO
Issoufou*

Table des matières

INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
I.1 Introduction	4
I.2 Description de l'ouvrage	4
I.2.1 Caractéristiques architecturales de l'ouvrage	4
I.2.2 Caractéristiques de sol	4
I.2.3 Caractéristiques structurales	5
I.3 Caractéristiques des matériaux	5
I.3.1 Béton	5
I.3.2 Aciers	7
I.4 Actions et sollicitations	8
I.4.1 Actions	8
I.4.2 Sollicitations	8
I.4.3 Combinaisons d'actions (RPA2024)	9
I.4.4 Règlements et normes utilisées	9
I.4.5 Hypothèses de calculs :	9
CHAPITRE II	11
II.1 Introduction	12
II.2 Pré dimensionnements des planchers	12
II.2.1 Les planchers à corps creux	12
II.2.2 Pré dimensionnement des poutrelles	13
II.3 Pré dimensionnement des escaliers	13
II.4 Pré dimensionnements des poutres	16
II.5 Pré dimensionnement des voiles	17
II.6 Acrotère	17
II.7 Évaluation des charges et surcharges	18
II.7.1 Évaluation des charges et surcharges sur les planchers	18
II.7.2 Charges et surcharges sur les escaliers	19
II.7.3 Charge des murs en doubles cloisons	21
II.8 Descente de charge	21
CHAPITRE III	31

III.1	Introduction	32
III.2	Études des planchers +corps creux.....	32
III.2.1	La méthode forfaitaire (BAEL91 Art B.6.2, 21).....	32
III.2.2	Méthode de Caquot (BAEL91 Art B.6.2,22)	34
III.2.3	Ferraillage des poutrelles	41
III.3	Étude de la poutre de chaînage.....	49
III.3.1	Définition	49
III.4	Etude des escaliers	51
III.5	Études de la poutre palière	58
III.6	Etude de l'acrotère	61
	CHAPITRE IV	67
IV.1	Introduction	68
IV.2	Modélisation.....	68
IV.3	Modélisation de rigidité	68
IV.4	Modélisation de masse	69
IV.5	Choix de la méthode de calcul	69
IV.5.1	Présentation de la méthode modale spectrale.....	69
IV.5.2	Calcul de la force sismique totale	69
IV.6	Spectre de réponse de calcul horizontale	70
IV.7	Vérification de la période	73
IV.8	Disposition des voiles.....	74
IV.9	Résultats obtenus.....	75
IV.9.1	Périodes de vibration et taux participation massique	75
IV.10	Vérification de la résultante de la force sismique	77
IV.11	Justification du système de contreventement	77
IV.12	Vérifications des résultats vis-à-vis des exigences du RPA2024.....	78
IV.12.1	Vérification des déplacements	78
IV.13	Justification de limitation des dommages	79
IV.14	Vérification de l'effort normal réduit.....	80
IV.15	Justification Vis-à-vis de l'effet P- Δ	81
IV.16	Conclusion.....	83
	CHAPITRE V	84
V.1	Introduction	85
V.2	Etudes des poteaux	85
V.3	Recommandations du RPA2024	85

V.4	Sollicitations dans les poteaux	88
V.5	Vérifications	92
V.6	Etude des poutres	95
V.6.1	Recommandations du RPA2024	96
V.7	Vérifications des zones nodales	102
V.7.1	Détermination des moments résistants dans les poteaux :	104
V.8	Etude des voiles de contreventement	108
	CHAPITRE VI	122
VI.1	Introduction	123
VI.2	Combinaisons de calcul.....	123
VI.3	Caractéristiques du sol d'assise.....	123
VI.4	Choix du type de fondation	124
VI.4.1	Vérification de la semelle isolée	124
VI.4.2	Vérification de la semelle filante	125
VI.4.3	Radier général	125
VI.5	Vérifications	126
VI.5.1	Vérification au cisaillement	126
VI.5.2	Vérification du poinçonnement.....	127
VI.6	Ferraillage du radier	127
VI.6.1	Calcul des sollicitations.....	127
VI.6.2	Vérification à L'ELS	129
VI.7	Etude du voile périphérique	131
VI.7.1	Introduction	131
VI.7.2	Evaluation des charges et surcharges	131
VI.7.3	Vérification à L'ELS	134
VI.8	Conclusion.....	136

Liste des figures

Figure II-1 : Diagramme contraintes- déformation du béton à l'ELU	6
Figure II-2 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELS	6
Figure II-3 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELS	7
Figure II-4 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier	8
Figure II-5 : Règle des trois pivots	10
Figure II-1 : Disposition des poutrelles	12
Figure II-2: Coupe d'un plancher à corps creux	13
Figure II-3: Coupe transversale d'une poutrelle	13
Figure II-4: Plan détaillé d'un escalier	14
Figure II-5: Coupe transversale d'une poutre	16
Figure II-6 : Coupe d'un voile (RPA2024)	17
Figure II-7: Coupe d'un acrotère	18
Figure II-8: Hauteur libre d'étage	23
Figure II-9 : Surface afférente terrasse inaccessible	24
Figure II-10: Surface afférente étage courant	24
Figure II-11: Surface afférente étage courant	24
Figure II-12: Surface afférente terrasse inaccessible	24
Figure III-1 : Les moments sur appuis des poutres à deux travées et plus de deux travées données par la méthode forfaitaire.	33
Figure III-2 : Valeur forfaitaire de l'effort tranchant dans les poutre continues à deux travées et plus de deux travées.	34
Figure III-3 : Schéma de ferrailage des poutrelles	47
Figure III-4: Schémas de ferrailage de la dalle de compression	48
Figure III-5: Schémas statique de la poutre de chaînage	49
Figure III-6: Schémas de ferrailage de la poutre de chaînage	51
Figure III-7: Schémas statique de l'escalier 1	52
Figure III-8: Schémas de ferrailage de l'escalier 1	54
Figure III-9: Schémas statique de l'escalier 2	55
Figure III-10: Schémas de ferrailage de l'escalier 2	57
Figure III-11 : Schémas de ferrailage de la poutre palière	61
Figure III-12: Schémas de ferrailage de l'acrotère	65
Figure IV-1: Spectre de réponse horizontale	71
Figure IV-2 : Spectre de réponse verticale	71
Figure IV-3 : Vue en plan de la Disposition des voiles	74
Figure IV-4 : Vue en 3D de la disposition des voiles	75
Figure IV-5 : Translation suivant l'axe Y	76
Figure IV-6 : Mode (2) translation suivant l'axe X	76
Figure IV-7 : Mode (3) torsion autour de l'axe Z	77
Figure V-1: Détail de la zone nodale	86
Figure V-2: Section d'un poteau	93
Figure V-3: spécifications pour les nœuds poteaux-poutres	97
Figure V-5 : Nœud poteau-poutre (jonction particulière ; RPA2024)	103
Figure V-4 : Nœud poteau jonction complète (RPA2024)	103
Figure V-6 : Schéma de ferrailage RDC et étage l	106

Figure V-7 : Schémas de ferrailage entre sol (1 ;2)	106
Figure V-8 : Schéma de ferrailage étage (2 et 3)	107
Figure V-9 : Schéma de ferrailage étage (4 et 5)	107
Figure V-10: Schémas de ferrailage des poutres principales	108
Figure V-11 : Schémas de ferrailage des poutres secondaires	108
Figure V-12 : Élément de rive pour les voiles (RPA2024)	110
Figure V-13: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant (RPA2024).....	112
Figure V-14 : Enveloppe de calculs pour le moment fléchissant (voile Vx3)	112
Figure V-15 Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants (RPA2024).....	113
Figure V-16: Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants (voile Vx3)	113
Figure V-17 : Zone courante et tendue dans les voiles	115
Figure V-18: Schéma ferrailage de voileVx2	119
Figure V-19: schéma ferrailages de voile Vy2.....	120
Figure VI-1 : Semelle isolée	124
Figure VI-2: Semelle filante.....	125
Figure VI-3: Schéma de ferrailage du radier	130
Figure VI-4 : Diagramme des contraintes.....	132
Figure VI-5 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	135

Liste des tableaux

Tableau II-1: Prédimensionnement de l'escaliers 1	15
Tableau II-2 : prédimensionnement de l'escalier 2	15
Tableau II-3: Charge de la terrasse inaccessible	18
Tableau II-4: Charge du plancher étage courant.....	19
Tableau II-5: Charge du palier de repos	19
Tableau II-6 : Charge de la volée (1) de l'entre-sol (1) et (2).....	20
Tableau II-7: Charge de la volée 2 de l'entre-sol (1) et (2)	20
Tableau II-8: Charge de la volée (1) et (2) de l'escalier 2	21
Tableau II-9: Les charges des murs en double cloison.....	21
Tableau II-10: Poids des poteaux	23
Tableau II-11: Descente de charge sur le poteau E5	26
Tableau II-12: Descente de charge sur le poteau F9	28
Tableau II-13: vérification a la compression simple	29
Tableau II-14: Vérification du flambement.....	30
Tableau II-15: Pré dimensionnement des éléments secondaires	30
Tableau III-1 : Les différents types de poutrelle	36
Tableau III-2: Vérification des conditions de la méthode de calcul.....	37
Tableau III-3 : Évaluation des charges et surcharge revenant aux poutrelles	38
Tableau III-4 : Les moments isostatiques en travée.	38
Tableau III-5: Vérification des sollicitations dans la poutrelle (type2)	39
Tableau III-6: Les sollicitations maximales dans la poutrelle (type1)	40
Tableau III-7: Les sollicitations maximales dans la poutrelle (type3)	40
Tableau III-8: Les sollicitations maximales dans la poutrelle (type4)	40
Tableau III-9: Les sollicitations maximales dans les poutrelles	41
Tableau III-10: Le ferrailage de la poutre de chaînage	50
Tableau III-11 : Vérification des contraintes.....	51
Tableau III-12: Résumé des résultats du ferrailage de l'escaliers 1	53
Tableau III-13 : Vérification de l'état limite de compression du béton.....	54
Tableau III-14: Le ferrailage de l'escalier 2	56
Tableau III-15 : Vérification de l'état limite de compression du béton.....	57
Tableau III-16: Ferrailage de la poutre palière a flexion simple	59
Tableau III-17: Combinaison d'actions de l'acrotère	62
Tableau III-18: Ferrailage de l'acrotère	63
Tableau IV-1: Valeur des pondération P_q	73
Tableau IV-2 : Période de vibration et taux de participation modale	75
Tableau IV-3 : Vérification de la résultante de la force sismique à la base	77
Tableau IV-4 : Justification du système de contreventement	78
Tableau IV-5 : Vérification des déplacements relatifs dans le sens x	79
Tableau IV-6 : Vérifications des déplacement relatifs dans le sens y-y	79
Tableau IV-7 : Vérification de la limitation des dommages dans le sens x-x	80
Tableau IV-8: Vérification de la limitation des dommages dans le sens y-y	80
Tableau IV-9: Vérification de l'effort normal réduit.....	81
Tableau IV-10: Justification de l'effet $p-\Delta$ dans le sens X.....	82
Tableau IV-11: Justification de l'effet $p-\Delta$ dans le sens Y.....	82

Tableau V-1 : Armatures longitudinale minimales et maximales dans les poteaux (RPA2024)	86
Tableau V-2 : Sollicitation dans les poteaux	88
Tableau V-3 : Ferrailage longitudinal des poteaux	91
Tableau V-4: Ferrailage transversale des poteaux dans les deux sens (x,y)	91
Tableau V-5 : Vérification du flambement des poteaux	93
Tableau V-6 : Vérification des contraintes dans le béton	94
Tableau V-7 : Vérification des sollicitations tangente	94
Tableau V-8 : Ferrailage des poutres principales	100
Tableau V-9 : Ferrailage des poutres secondaires	100
Tableau V-10 : Vérification des contraintes tangentiels	101
Tableau V-11 : Vérification de l'état limite de compression du béton	102
Tableau V-12: Les moments résistants dans les poteaux	104
Tableau V-13:le moment résistant dans les poutres principales	104
Tableau V-14:les moments résistant dans les poutres secondaires	104
Tableau V-15 : Vérification de la zone nodale selon le sens principale	105
Tableau V-16 : Vérification de la zone nodale selon le sens secondaire	105
Tableau V-17 : Sollicitations des voiles dans le sens x	114
Tableau V-18 : Sollicitation des voiles dans le sens y	114
Tableau VI-1 : Ferrailage du radier dans les deux sens (x,y)	128
Tableau VI-2:Vérification des contraintes dans le béton	129
Tableau VI-3:Vérification des contraintes dans l'acier	129
Tableau VI-4 : Ferrailage du voile périphérique	133
Tableau VI-5:Vérification des contraintes dans le béton	134
Tableau VI-6:Vérification des contraintes dans l'acier	134
Tableau VI-7 : La section d'armature dans le voile périphérique l'ELS	135
Tableau VI-8 : Vérification de la contrainte de l'acier a l'ELS	135

INDEXE

Notations :

La signification des notations est la suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

M : Charges d'exploitations à caractère particulier.

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

As : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge j jours.

F_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j=28j.

g : Densité des charges permanentes.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

St : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

INTRODUCTION GÉNÉRALES

INTRODUCTION GÉNÉRALE

La construction a toujours été l'une des préoccupations majeures de l'être humain et une de ses principales activités. Actuellement, le secteur de la construction connaît une croissance notable dans la plupart des pays, avec de nombreux professionnels impliqués dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics, répondant aux besoins de la société tout en garantissant la sécurité publique.

Bien que le métier de constructeur puisse être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il est essentiel de noter qu'au cours des dernières décennies, les professionnels ont dû s'adapter aux évolutions des techniques de construction. Les tâches incluent la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, afin de satisfaire les exigences de la société tout en assurant la sécurité publique et la protection de l'environnement.

Le tremblement de terre est une libération brutale de l'énergie accumulée dans les couches superficielles de la terre, résultant des mouvements relatifs des différentes sections de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture ou un déséquilibre se produit, générant des ondes sismiques qui se propagent jusqu'à la surface terrestre où diverses constructions sont implantées, ce qui implique une exposition directe au risque sismique.

Dans ce contexte, l'ingénieur combine la "recherche fondamentale," qui vise à contribuer théoriquement à la résolution de problèmes techniques, avec la "recherche appliquée," qui cherche à développer des solutions nouvelles permettant d'atteindre des objectifs prédéfinis. Le projet confié dans le cadre de la préparation du projet de fin d'études porte sur l'étude d'un bâtiment **R+5** avec **deux entres-sols** à usage d'habitation. Ce bâtiment est contreventé par un système mixte (voiles-portiques) équivalent à des voiles en raison de sa hauteur (**25,84m**) ainsi que de sa localisation en **zone VI** comme exigé par le **RPA2024**

Les calculs ont été effectués en respectant divers codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment le **CBA93**, **BAEL91**, **RPA2024** et les différents **DTR**.

Le travail est divisé en six chapitres :

Le **chapitre I** présente le projet et fixe les hypothèses de calcul. Le **chapitre II** est consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux. Le **chapitre III** résume le calcul statique, suivi de l'étude dynamique dans le **chapitre IV**, afin d'assurer un comportement de la structure par une disposition bien choisie des voiles, en utilisant le logiciel **ETABS version 2016**.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Une fois la disposition adoptée, le calcul du ferrailage des éléments structuraux est exposé dans le **chapitre V**, et le calcul de l'infrastructure est traité dans le **chapitre VI**

Le manuscrit se termine par une conclusion générale qui résume les différents résultats obtenus et les contraintes rencontrées au cours de la réalisation de ce travail.

CHAPITRE I

GÉNÉRALITÉS

I.1 Introduction

Pour réaliser une étude complète en génie civil, il est essentiel d'acquérir une connaissance approfondie des caractéristiques géométriques de la structure, des propriétés géotechniques du sol et des propriétés mécaniques des matériaux employés dans la construction. Cette compréhension détaillée est fondamentale pour établir une base solide qui servira de référence pour l'analyse ultérieure, et c'est précisément ce à quoi ce chapitre est consacré.

I.2 Description de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (**R+5 avec deux entre-sol**) implanter à Oued-Ghir willaya de Bejaia, destiné à usage d'habitation. Cet ouvrage est classé dans les **groupes d'usage 2** et **zone VI** (zone de sismicité élevé) selon le **RPA2024**.

I.2.1 Caractéristiques architecturales de l'ouvrage

Le bâtiment à une forme rectangulaire de dimensions suivantes :

- **Longueur** 25,3m
- **Largeur** 20,36m
- **Hauteur totale** 25.84m
- **Hauteur d'étage courant et RDC** 3,06m
- **Hauteur entre -sol (1et 2)** 3,74m

I.2.2 Caractéristiques de sol

D'après le rapport de sol établie par le laboratoire (**LNHC**), on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- La contrainte admissible du sol est de **2 bars**.
- Un angle de frottement $\varphi_u = 15^\circ$ une cohésion $C_u = 0,3$ bars.
- Une densité sèche $\gamma_d = 2.23$ t/m³.
- Le sol d'assise est de catégorie **S₂ (site ferme)**.
- L'utilisation des fondations superficielles avec un ancrage minimale **D = 1.5 m** par rapport à la côte de terrain naturel.
- L'espace de temps séparant les terrassements à la mise en place des bétons, doit être réduit pour éviter la stagnation prolongée et l'infiltration des eaux.

I.2.3 Caractéristiques structurales

➤ Ossature

La structure se trouve en **zone II**, par conséquent, le **RPA 2024** exige d'introduire des voiles. Donc un système de contreventement mixte (voiles-portique) sera adopté pour la structure avec justification de l'interaction.

➤ Les planchers

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression.

➤ Les escaliers

La structure comporte un modèle d'escaliers constitué de deux volées distinctes, séparées par un palier de repos. Ils sont construits en béton armé coulé sur site.

➤ La maçonnerie

- Les murs extérieurs réalisés en double cloisons de 15 et 10 cm d'épaisseur séparé par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs réalisés en briques de 10 cm d'épaisseur.

➤ Les voiles

Les voiles sont réalisés en béton armé, le choix du nombre et de l'emplacement seront étudié ultérieurement.

➤ Les fondations

Les fondations sont dimensionnées en fonction de la descente de charge et de la contrainte admissible du sol, elles sont réalisées en béton armé.

I.3 Caractéristiques des matériaux

I.3.1 Béton

Le béton est un mélange de ciment, sable, granulats, d'eau et éventuellement des adjuvants.

➤ La résistance à la compression f_{cj}

Cette résistance est obtenue par l'essai d'écrasement d'éprouvette cylindrique en béton normalisé **(16*32) cm²** au laboratoire.

La résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours est de :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} \dots\dots\dots (\text{CBA93A.2.1.1.1})$$

➤ La résistance à la traction

La résistance à la traction du béton à 28 jours noté f_{t28} est définie par la relation suivante :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPA} \quad (\text{CBA93A.2.1.1.2})$$

➤ La contrainte limite à L'ELU

La contrainte ultime de compression est définie par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ [MPa]} ; \quad (\text{BAEL})$$

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Situation durable} \\ 1,2 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

θ : Coefficient d'application de la combinaison considérée.
 T : Durée d'application de la combinaison considérée.

$\theta = 1$ lorsque $T > 24h$

$\theta = 0,9$ lorsque $1h < T < 24h$

$\theta = 0,8$ lorsque $T < 1h$

Dans le cadre de ce projet, $T < 24h \Rightarrow f_{bu} = \begin{cases} 14,2 \text{ MPA (situation durable)} \\ 18,48 \text{ MPA (situation accidentelle)} \end{cases}$

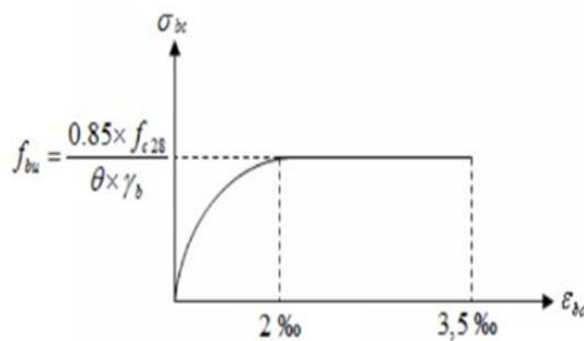


Figure II-1 : Diagramme contraintes- déformation du béton à l'ELU

➤ La contrainte limite à l'ELS

La contrainte limite de service en compression est donné par l'expression suivante :

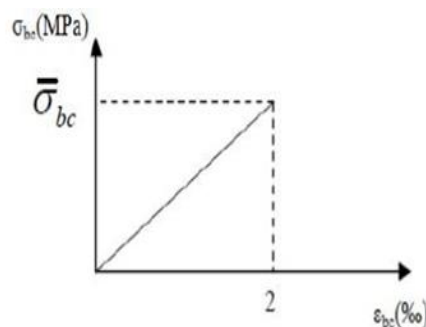


Figure II-2 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELS

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA pour } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad (\text{CBA 93 art. A.4.5.2})$$

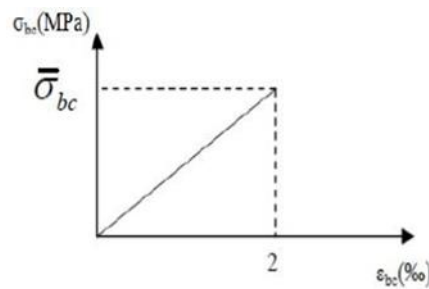


Figure II-3 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELS

➤ **Le coefficient de poisson**

Le coefficient de poisson sera pris égal à : $\nu=0$ pour un calcul de sollicitation à l'ELU, et à $\nu=0.2$ pour un calcul de déformation à l'ELS.

➤ **La contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u ; \text{ Avec : } \bar{\tau}_u = \begin{cases} \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) & \text{FPN} \\ \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) & \text{FN/FTN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPA, on a : } \bar{\tau}_u = \begin{cases} 3,33 \text{ MPa} & \text{FPN} \\ 2,5 \text{ MPa} & \text{FN/FTN} \end{cases}$$

➤ **Déformation longitudinale du béton**

- Module de déformation instantané

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa} \quad (\text{CBA. Art: A.2.1.1.2})$$

- Module de déformation différé

Pour des charges de longue durée d'application.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \quad (\text{CBA. Art: A.2.1.1.2})$$

I.3.2 Aciers

L'acier est un matériau réputé pour sa forte résistance à la fois en traction et en compression. Pour cette raison, il est utilisé pour absorber les efforts de traction que le béton ne peut pas supporter.

On distingue plusieurs types d'aciers à savoir :

- Barres rondes lisses.
- Barres à haute adhérence.
- Fils (Fils à Haute adhérence et fils lisses.)
- Treillis soudés.

➤ **La contrainte limite**

• **État limite ultime**

Le diagramme contraintes- déformations à considérer pour les justifications aux états limites ultimes de résistance est conventionnellement défini par la figure ci-dessous.

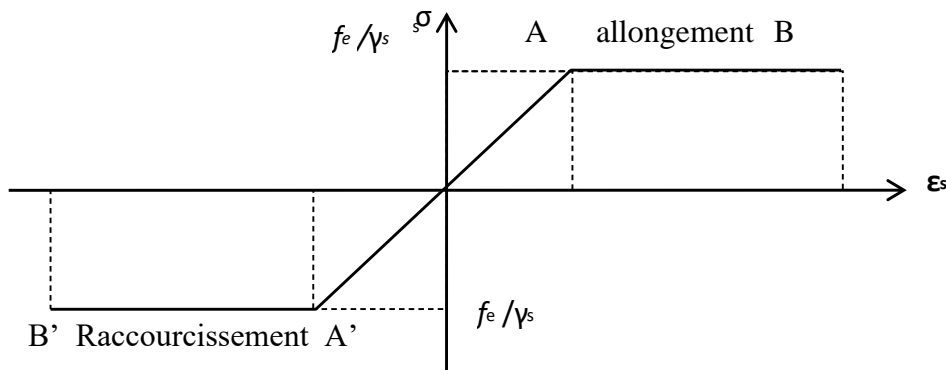


Figure II-4 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Le diagramme contraintes- déformations se compose :

D'une droite de pente $E_s=200000$ MPa (module d'élasticité), indépendante de la nuance de l'acier ; d'un palier horizontal d'ordonnée $f_{st}=f_e/\gamma_s$.

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec } \gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Situation durable} \\ 1 & \text{Situation accidentelle} \end{cases} \text{ et } f_e = 400 \text{ MPa}$$

• **État limite de service**

Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

Fissuration nuisible : $\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110^3\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$; avec : $\eta = 1,6$ (HA)

Fissuration très nuisible : $\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2}f_e ; 90^3\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$

I.4 Actions et sollicitations

I.4.1 Actions

On appelle actions, les forces et les couples de forces dus aux charges appliquées et aux déformations imposées à une structure. On distingue :

- Charges permanentes notée G.
- Charges d'exploitations notée Q.
- Charges accidentelles notée E.

I.4.2 Sollicitations

Les sollicitations désignent les efforts tranchants et normaux, ainsi que les moments fléchissant et de torsion, qui se développent au sein d'une section sous l'effet d'une combinaison précise d'actions.

I.4.3 Combinaisons d'actions (RPA2024)

$1.35G + 1.5Q$ L'état limite ultime en situation durable et transitoire (ELU)

$G + Q$ L'état limite de service (ELS)

➤ **Composantes horizontales de l'action sismique**

$G + \psi Q \pm E1$ L'état limite ultime en situation accidentelle

$G + \psi Q \pm E2$ L'état limite ultime en situation accidentelle

➤ **Composantes verticales de l'action sismique**

$G + \psi Q \pm E3$ L'état limite ultime en situation accidentelle

$G + \psi Q \pm E4$ L'état limite ultime en situation accidentelle

$G + \psi Q \pm E5$ L'état limite ultime en situation accidentelle

Avec :

$$E1 = \pm Ex \pm 0,3Ey$$

$$E2 = \pm 0,3Ex \pm Ey$$

$$E3 = \pm Ex \pm 0,3Ey \pm 0,3Ez$$

$$E4 = \pm 0,3Ex \pm Ey \pm 0,3Ez$$

$$E5 = \pm 0,3Ex \pm Ey \pm Ez$$

➤ **Justification des fondations**

$G + \psi Q \pm 1,4E1$ L'état limite ultime en situation accidentelle (Fondation)

$G + \psi Q \pm 1,4E2$ L'état limite ultime en situation accidentelle (Fondation)

I.4.4 Règlements et normes utilisées

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- **Le CBA93** (Code De Béton Armé).
- **Le RPA 2024** (Règlement Parasismique Algérien).
- **Le BAEL 91** (Béton Armé Aux Etats Limites).
- **DTR-BC2.2** (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- **DTR-BC2.331** (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles)

I.4.5 Hypothèses de calculs :

- **Calcul à l'état limite ultime :**
- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.

- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à : $\begin{cases} \epsilon_{bc} = 3,5\% \text{ en flexion} \\ \epsilon_{bc} = 2\% \text{ en compression simple} \end{cases}$
- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :

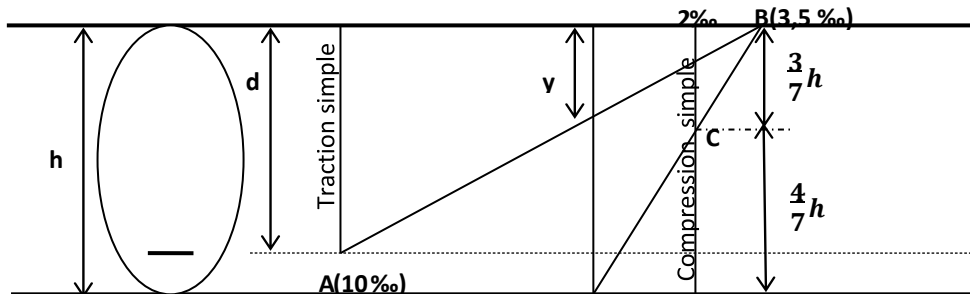


Figure II-5 : Règle des trois pivots

Tel que :

A correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue.

B correspond à un raccourcissement de $3,5 \times 10^{-3}$ du béton de la fibre la plus comprimée.

C correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

- **Calcul à l'état limite de service :**

- Conservation des sections planes.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égale à :

$$n = \frac{E_s}{E_b}; \quad n \rightarrow \text{coefficient d'équivalence acier-béton.}$$

CHAPITRE II

PREDIMENTIONEMENT

DES

ELEMENTS

II.1 Introduction

Le but du prédimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA2024** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérification dans la phase du ferrailage.

La disposition des poutrelles se fait selon les deux critères suivants :

- Le critère de la petite portée : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Le critère de continuité : Si les deux sens ont presque les mêmes dimensions, alors les poutrelles seront disposées parallèlement au sens qui possède le plus grand nombre d'appuis.

Après l'analyse du plan, la disposition suivante est adoptée :

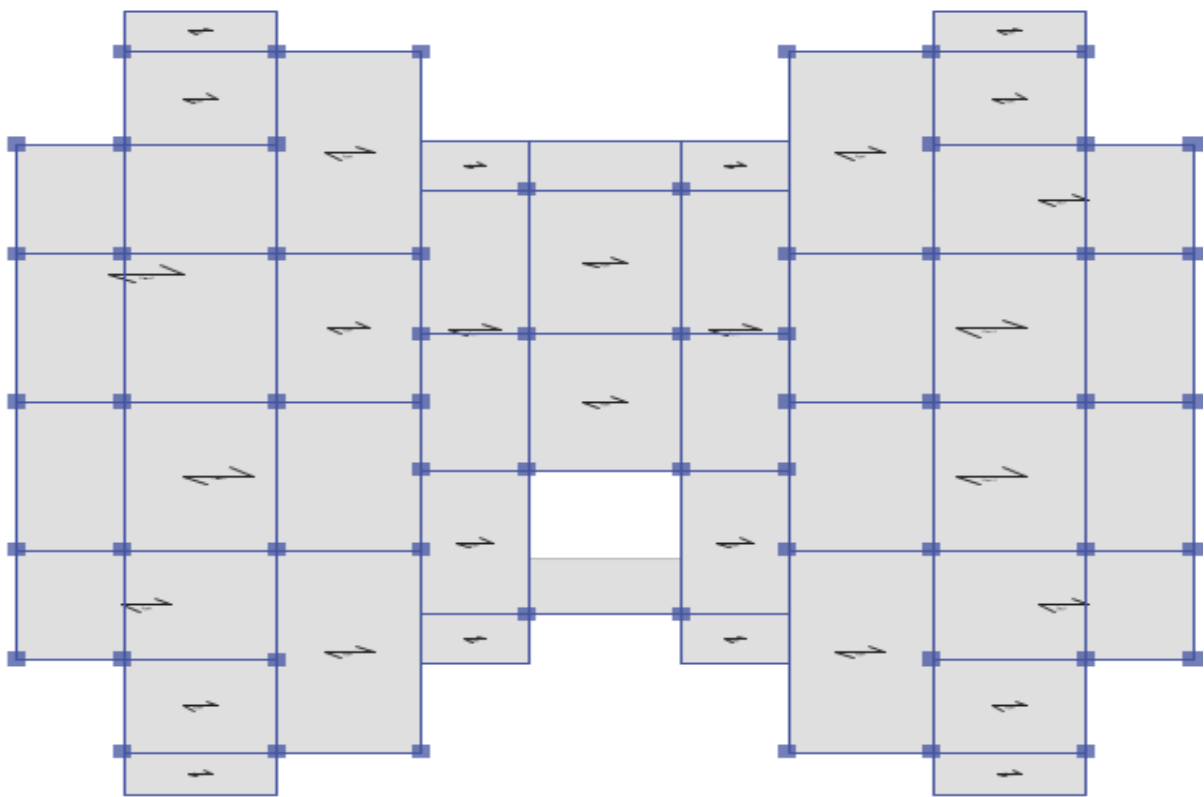


Figure II-1 : Disposition des poutrelles

II.2 Pré dimensionnements des planchers

II.2.1 Les planchers à corps creux

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- Les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu ressemblent à des parpaings.
- Les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,

- Une dalle de compression armée coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression. Le plancher est entouré par un chaînage horizontal. Pour le pré dimensionnement de la hauteur des plancher on utilise la formule empirique suivante :

$h \geq \frac{l_{\max}}{22,5}$; avec l_{\max} : Travée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

Sur la base de la disposition des poutrelles adopté et présenter en figure (I -2).

$L_{\max} = 3\text{m} \Rightarrow h \geq 13,33\text{cm}$

On adopte un Plancher d'une hauteur $h = (16+4)\text{ cm}$.

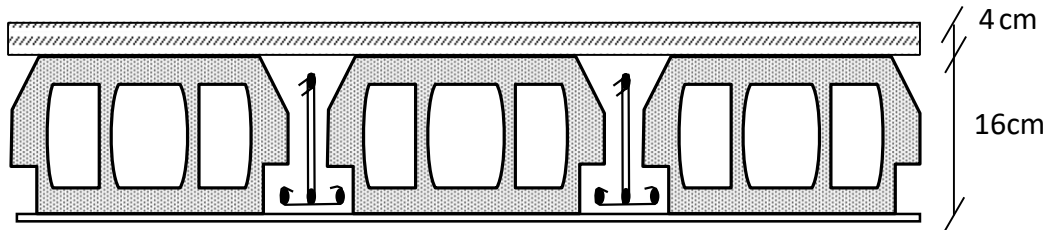


Figure II-2: Coupe d'un plancher à corps creux

II.2.2 Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T, (la nervuré est solidaires avec la dalle de compression) d'après le **CBA93 (Art4.1.3)** la largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \quad b_0 \in [0,4 \text{ à } 0,6]h ; l_0=65\text{cm} ; b_0=10\text{cm}$$

(forfaitairement)

$L_x = l_0 - b_0 = 55\text{ cm}$; $L_y = 2\text{m}$; $b = 50\text{cm}$

L_0 : entre axe des poutrelles.

L_x : distance entre nus d'appuis

entre deux poutrelles.

L_y : travée minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

b_0 = largeur de l'âme (entre 8 à 12 cm).

b : largeur efficace de la table de compression selon le **CBA93**.

h_0 : hauteur de la table de compression.

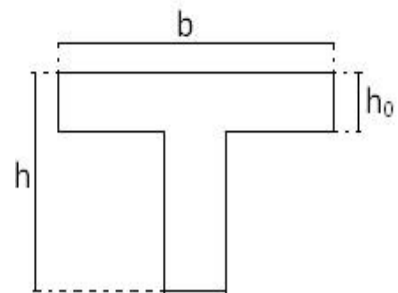


Figure II-3: Coupe transversale d'une poutrelle.

II.3 Pré dimensionnement des escaliers

Un escalier est une composante secondaire qui permet de relier les différents niveaux d'une construction. Pour garantir la sécurité et le confort des utilisateurs, il est essentiel de bien le dimensionner. Dans le cadre du projet, un seul type d'escaliers est identifiés : Escaliers droit

avec deux volées. Pour dimensionner les marches (g) et les contremarches (h), la formule de **BLONDEL** est utilisée.

$$59 \leq g + 2h \leq 64 \dots\dots\dots \text{(Formule de BLONDEL)}$$

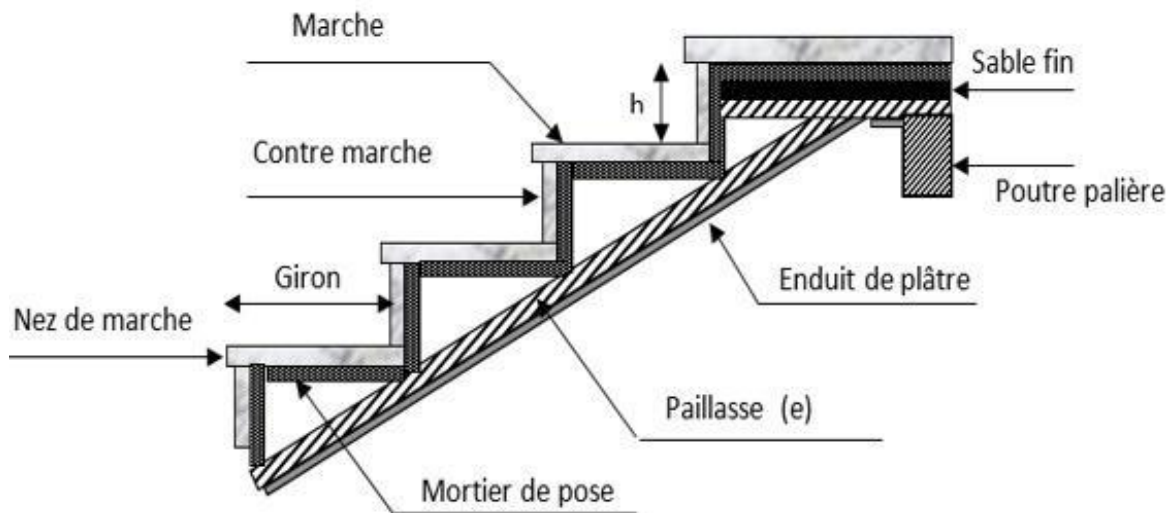


Figure II-4: Plan détaillé d'un escalier

Avec :

n : Nombre de contre marche.

n-1 : Nombre de marche.

$$\text{Et } \begin{cases} g = \frac{l_0}{n-1} \\ h = \frac{H_0}{n} \end{cases}$$

H_0 : La hauteur de la volée.

l_0 : Reculement (longueur de l'escalier projetée au sol).

L_v : Longueur de la volée.

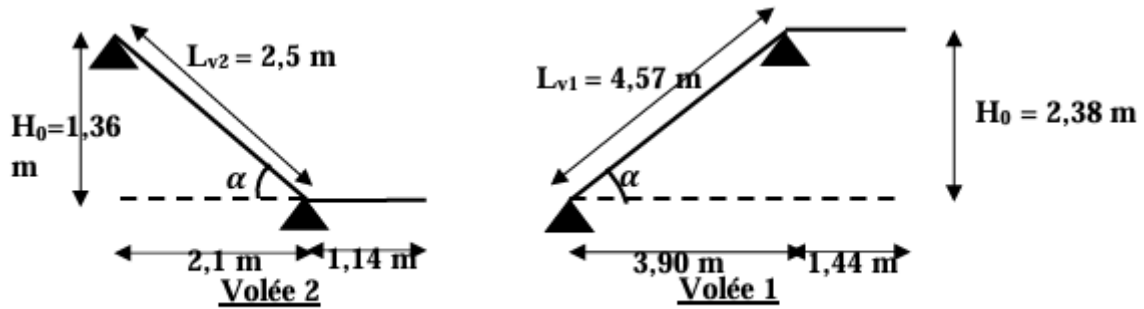
- **Epaisseur de la paille.**

L'épaisseur de la paille est donnée par la condition suivante :

$$L/30 \leq e \leq L/20 \quad ; \text{ Pour 3 h de coupe-feu, } e \geq 14 \text{ cm.}$$

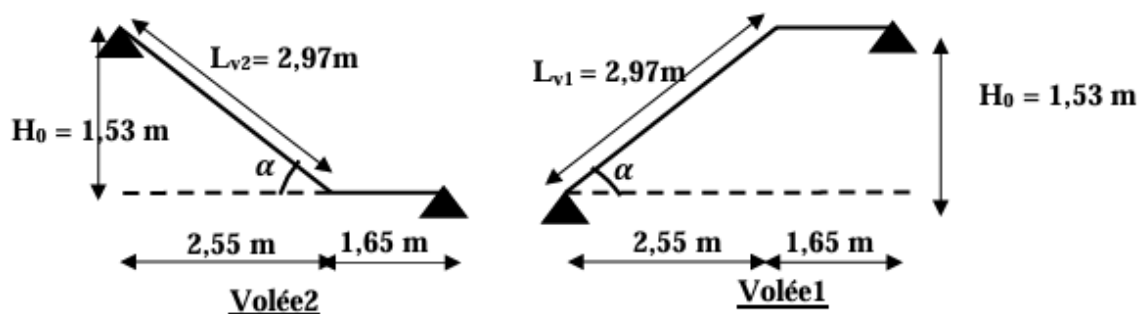
L : La longueur totale développée entre deux appuis.

➤ **Escaliers 1 : (Entre-sol 1 et 2)**



α : Angle d'inclinaison de le volée.

➤ Escaliers 2 : (RDC et étage courant)



α : Angle d'inclinaison de le volée.

- Les différents résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau II-1: Prédimensionnement de l'escaliers 1

Escaliers 1	L'(cm)	H(cm)	N	n-1	g(cm)	h(cm)	$\alpha(^{\circ})$	e(cm)
Volée1	456	238	14	13	30	17	31,39°	16
Volée 2	240	136	8	7	30	17	32,92°	16

Tableau II-2 : prédimensionnement de l'escalier 2

Escaliers 2	L'(cm)	H(cm)	N	n-1	g(cm)	h(cm)	$\alpha(^{\circ})$	e(cm)
Volée 1	297	135	9	8	30	17	30,96°	16
Volée 2	297	135	9	8	30	17	30,96°	16

$$30+2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow \text{(La formule de BLONDEL est vérifiée.)}$$

II.4 Pré dimensionnements des poutres

La condition à satisfaire pour la hauteur des poutres principales ou secondaires est :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10} \quad (\text{BAEL91})$$

L_{max} : Porté maximal de la poutre entre nus d'appuis.

Exigences du **RPA2024(Art 7.45.1)**

$$\begin{cases} b \geq 25 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases} \quad \text{en zone II}$$

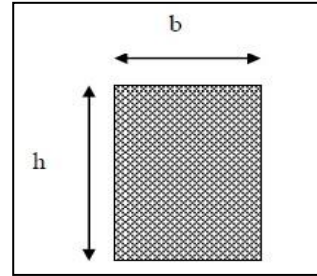


Figure II-5: Coupe transversale d'une poutre

➤ Poutres principales : Sens (y-y)

Poutre supportant des poutres secondaires, des nervures ou des poutrelles et reposant elle-même sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles).

$$L_{max} = 4,30 - 0,3 = 4 \text{ m} \Rightarrow \frac{400}{15} = 26,66 \text{ cm} \leq h \leq \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$$

Donc, $h = 30 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$

$$\begin{cases} b \geq 25 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,2 < 4 \end{cases} \Rightarrow \text{Toutes les conditions de la RPA sont vérifiées.}$$

➤ Poutre secondaire : Sens (x-x)

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, et prennent appuis sur les poutres principales.

$$L_{max} = 3,30 - 0,3 = 3 \text{ m} \Rightarrow \frac{300}{15} = 20 \text{ cm} \leq h \leq \frac{300}{10} = 30 \text{ cm}$$

Donc, $h = 30 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$

$$\begin{cases} b \geq 25 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,2 < 4 \end{cases} \Rightarrow \text{Toutes les conditions du RPA sont vérifiées.}$$

➤ Poutre de chaînage

D'après le **RPA 2024 (Art 9.4.3)**, la dimension minimale (la largeur b) de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à $2/3$ de l'épaisseur de l'élément supporté.

Avec $b \geq \max\left(20 \times \frac{2}{3}; 15 \text{ cm}\right) \rightarrow \text{RPA2024 (Art 9.4.3)}$

Donc : $b = 30 \text{ cm}$

$h = 30 \text{ cm}$, car la poutre de chaînage doit régner sur toute l'épaisseur du mur à double parois (**RPA2024**).

II.5 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé conçus pour résister aux charges horizontales mais aussi pour reprendre une partie des charges verticales. Leurs pré dimensionnements sont effectués selon les conditions du **RPA2024 (Art7.7.1)**.

➤ Épaisseur :

$$e_1 \geq \max\left(15 \text{ cm}; \frac{h_e}{20}\right)$$

$$h_e = 3,74 - 0,2 = 3,54 \text{ m (entre-sol 1 et 2)}$$

$$e_1 = 18 \text{ cm}$$

$$e_2 \geq \max\left(15 \text{ cm}; \frac{h_e}{20}\right)$$

$$h_e = 3,06 - 0,2 = 2,86 \text{ m (RDC et étage courant)}$$

$$e_2 = 15 \text{ cm}$$

$$e = \max(e_1; e_2) = 18 \text{ cm.}$$

$$\text{Longueur : } l_1 \geq \max\left(\frac{h_e}{3}; 4e; 1 \text{ m}\right)$$

$$l_1 \geq \max(1,18; 0,72; 1 \text{ m})$$

$$l_1 = 1,2 \text{ m}$$

$$l_2 \geq \max\left(\frac{h_e}{3}; 4e; 1 \text{ m}\right)$$

$$l_2 \geq \max(0,95; 0,72; 1 \text{ m})$$

$$l_2 = 1 \text{ m}$$

$$l = \max(l_1; l_2) = 1,2 \text{ m}$$

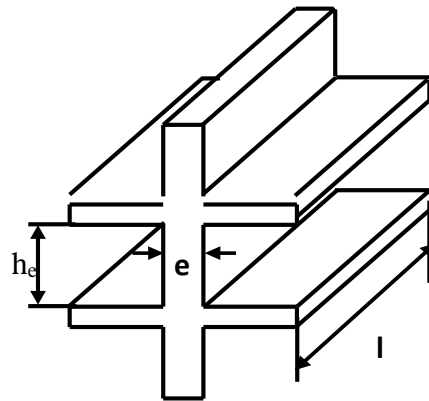


Figure II-6 : Coupe d'un voile (RPA2024)

II.6 Acrotère

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Il est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments. L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale due au séisme.

Soit S la section de l'acrotère :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + ((0,02 \times 0,1) / 2)$$

$$S = 0,069 \text{ m}^2$$

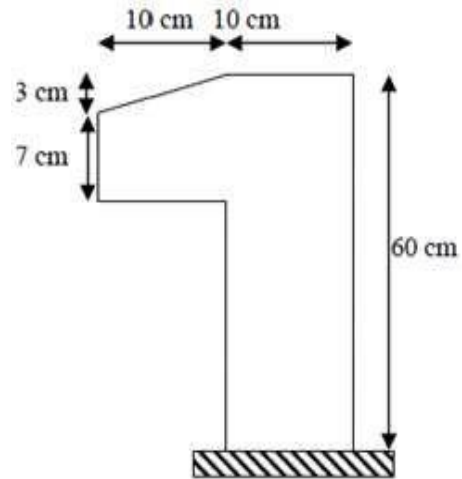


Figure II-7: Coupe d'un acrotère

II.7 Évaluation des charges et surcharges

II.7.1 Évaluation des charges et surcharges sur les planchers

- Plancher terrasse inaccessible

Tableau II-3: Charge de la terrasse inaccessible

Désignation	Poids volumique (Kn/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (Kn/m ²)
Corps creux	/	0,2	2,85
Gravillon de protection	20	0,05	1
Étanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Isolant thermique (liège)	4	0,04	0,16
Enduit en mortier	20	0,015	0,3
Forme de pente	22	0,1	2,2
Enduit plâtre	10	0,02	0,2
			$\Sigma = 6,83$

$$G = 6,83 \text{ KN/m}^2$$

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

- Planchers étage courant :

Tableau II-4: Charge du plancher étage courant

Désignation	Poids volumiques (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0,4
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Couche de sable	18	0,02	0,36
Corps creux (16+4)		0,2	2,85
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
Cloison de séparation	10	0,1	1
			$\Sigma = 5,21$

$$G = 5,21 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

II.7.2 Charges et surcharges sur les escaliers

Tableau II-5: Charge du palier de repos

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0,4
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Couche de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine en BA	25	0,16	0,4
Enduit de ciment	18	0,02	0,36
			$\Sigma = 5,52$

$$G = 5,52 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

Tableau II-6 : Charge de la volée (1) de l'entre-sol (1) et (2)

Désignation	Poids volumiques (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la volée	25	$\frac{0,16}{\cos 31,39}$	4,68
Poids de la marche	22	$\frac{0,16}{2}$	1,76
Carrelage horizontal	20	0,02	0,4
Mortier de pose horizontal	20	0,02	0,4
Carrelage verticale	20	0,02	0,22
Mortier de pose verticale	20	0,02	0,22
Enduit en ciment	18	0,02	0,36
			$\Sigma = 8,04$

$$G = 8,04 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 2,5 \text{ KN/ m}^2$$

Tableau II-7: Charge de la volée 2 de l'entre-sol (1) et (2)

Désignation	Poids volumiques (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la volée	25	$\frac{0,16}{\cos 32,92}$	4,76
Poids de la marche	22	$\frac{0,16}{2}$	1,76
Carrelage horizontal	20	0,02	0,4
Mortier de pose horizontal	20	0,02	0,4
Carrelage verticale	20	0,02	0,22
Mortier de pose verticale	20	0,02	0,22
Enduit en ciment	18	0,02	0,36
			$\Sigma = 8,12$

$$G = 8,12 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 2,5 \text{ KN/ m}^2$$

Tableau II-8: Charge de la volée (1) et (2) de l'escalier 2

Désignation	Poids volumiques (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la volée	25	$\frac{0,16}{\cos 30,96}$	4,66
Poids de la marche	22	$\frac{0,16}{2}$	1,76
Carrelage horizontal	20	0,02	0,4
Mortier de pose horizontal	20	0,02	0,4
Carrelage verticale	20	0,02	0,22
Mortier de pose verticale	20	0,02	0,22
Enduit en ciment	18	0,02	0,36
			$\Sigma = 8,02$

$$G = 8,02 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

II.7.3 Charge des murs en doubles cloisons

Tableau II-9: Les charges des murs en double cloison

Désignation	Poids volumiques (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit en ciment	18	0,02	0,36
Brique creuse		0,1	0,9
L'âme d'air		0,05	
Brique creuse		0,15	1,3
Enduit plâtre	10	0,02	0,2
			$\Sigma = 2,76$

$$G = 2,76 \text{ KN/m}^2$$

II.8 Descente de charge

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution de charge et surcharge pour chaque élément s'avère nécessaire. La descente de charge permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge du plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (acrotère, escaliers...)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut vers le niveau inférieur.

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages d'habitation, la loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitations de chaque étage sont réduites dans les proportions suivantes :

Sous le (niveau 7) ; Q_0

Sous le (niveau 6) ; $Q_0 + Q_1$

Sous le (niveau 5) : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le (niveau 4) : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le (niveau 3) : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le (niveau 2) : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous le (niveau 1) : $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

La réduction du coefficient se fait de 10% par étage jusqu'à 0.5.Q qui est la valeur conservée pour les étages inférieurs qui suivent.

Dans ce projet, la descente de charge sera réalisée sur le poteau le plus sollicité. Celui-ci sera ensuite pris en compte pour les vérifications nécessaires appropriées.

➤ Poids des poteaux

Ce sont des éléments verticaux en béton armé, de forme rectangulaire ou circulaire, conçus pour transmettre les charges aux fondations. Leur pré-dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du **BAEL91 (art B.8.4, 1)**. Une fois la résistance à la compression vérifiée, ces poteaux doivent répondre aux critères de stabilité de forme exigés par le **RPA2024**. Les dimensions des poteaux seront déterminées après avoir effectué la descente de charge, tout en respectant les recommandations du **RPA2024**.

Les dimensions des poteaux seront déterminées après la réalisation de la descente de charge, tout en respectant les directives du **RPA2024**.

$$\begin{cases} \min(b_1; h_1) \geq 30 \text{ cm} \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} ; \text{ en zone VI(RPA2024)} \\ 0,25 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

$h_e \rightarrow$ hauteur libre d'étage

Tel que :

$h_e = 3,54 \text{ m}$ (entre-sol 1 et 2)

$h_e = 2,86 \text{ m}$ (RDC et étage courant)

La section des poteaux est préalablement adoptée comme suit.

- **Entre-sol 1 et 2 :** $(b \cdot h) = (45 \cdot 45) \text{ cm}^2$.
- **RDC, 1^{er} étage :** $(b \cdot h) = (40 \cdot 40) \text{ cm}^2$.
- **2^{ième} et 3^{ième} étage :** $(b \cdot h) = (35 \cdot 35) \text{ cm}^2$.
- **4^{ième} et 5^{ième} étage :** $(b \cdot h) = (30 \cdot 30) \text{ cm}^2$.

$P = \rho \times b \times h \times H$ avec $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$ (Poids volumique du béton armé).

P : poids du poteau ; H : hauteur du poteau

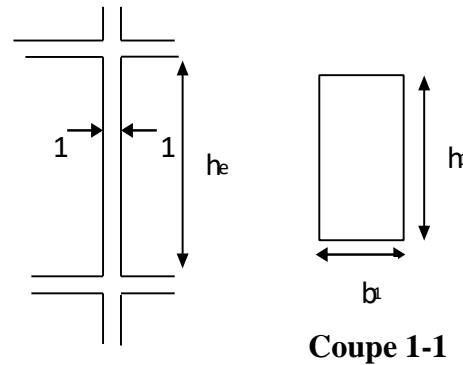


Figure II-8: Hauteur libre d'étage

Tableau II-10: Poids des poteaux

Poteaux	Section (cm ²)	H (m)	Poids propre (KN)
Entre-sol 1 et 2	45 × 45	3,74	18,93
RDC et 1 ^{er} étage	40 × 40	3,06	12,24
2 ^{ième} et 3 ^{ième} étage	35 × 35	3,06	9,37
4 ^{ième} et 5 ^{ième} étage	30 × 30	3,06	6,88

➤ Poids propre des poutres

- **Poids des poutres liées au poteau E5**

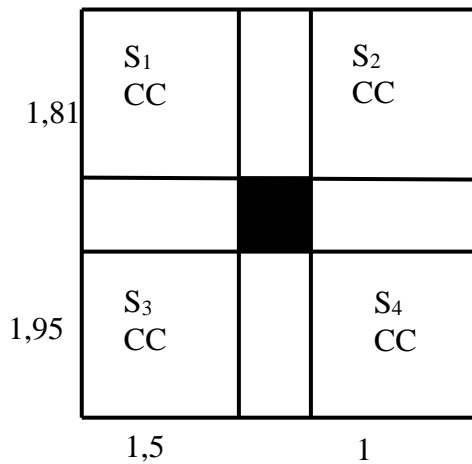


Figure II-9 : Surface afférente terrasse inaccessible

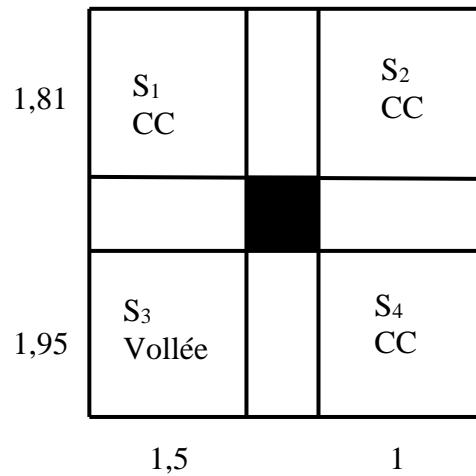


Figure II-10: Surface afférente étage courant

Les poutres principales (pp) et les poutres secondaires (ps) sont de même section (25×30) cm².

D'où : $P_p = P_s = P = \rho \times b \times h \times L$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \rho = 25 \text{ kn/m}^3 \text{ (poids volumique du beton armé)} \\ L = 6,26 \text{ m (longueur totales des poutre)} \end{array} \right.$

$$\Rightarrow P = 25 \times 0,25 \times 0,30 \times 6,26 = 11,77 \text{ KN}$$

- Poids des poutres liées au poteau **F₉**

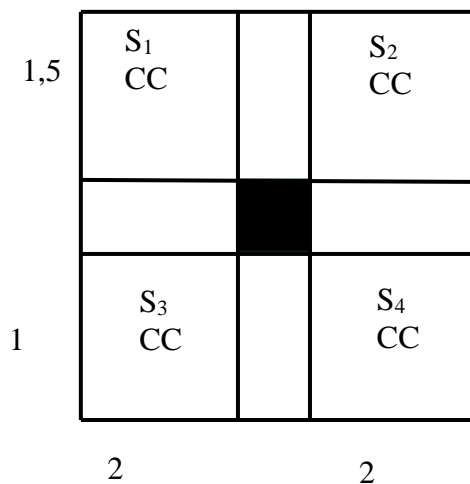


Figure II-12: Surface afférente terrasse inaccessible

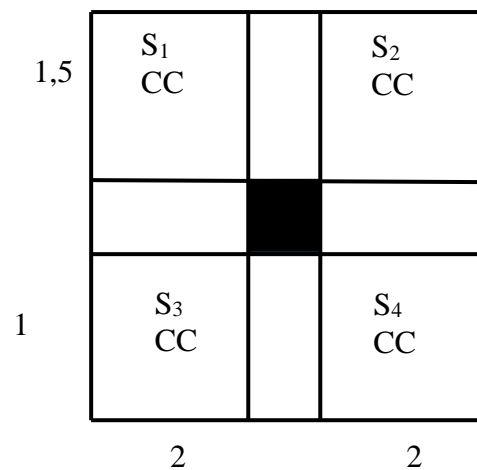


Figure II-11: Surface afférente étage courant

Les poutres principales (pp) et les poutres secondaires (ps) sont de même section (25×30) cm².

D'où : $P_p = P_s = P = \rho \times b \times h \times L$

Avec : $\begin{cases} \rho = 25 \text{ kn/m}^3 \text{ (poids volumique du beton armé)} \\ L = 6,5 \text{ m (longueur totale des poutre)} \end{cases}$

$$\Rightarrow P = 25 \times 0,25 \times 0,30 \times 6,5 = 12,18 \text{ KN}$$

➤ **Descente de charge sur le poteau E5**

• **Poids des murs**

Mur entre-sol 1et 2

$$P_m = G_m \times (L_1 \times H + L_2 \times H) = 2,76 \times (1,95 \times 3,44 + 1,5 \times 3,44); H = 3,74 - 0,3 = 3,44 \text{ m}$$

$$P_m = 23,73 \text{ KN}$$

Mur RDC et étage courante

$$P_m = G_m \times (L_1 \times H + L_2 \times H) = 2,76 \times (1,95 \times 2,76 + 1,5 \times 2,76); H = 3,06 - 0,3 = 2,76 \text{ m}$$

$$P_m = 23,73 \text{ KN}$$

$$P_m = 22,46 \text{ KN}$$

Les surfaces afférentes de la terrasse inaccessible

$$S1 = 1 \times 1,81 = 1,81 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1,81 \times 1,5 = 2,74 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1,5 \times 1,95 = 2,92 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1,95 \times 1 = 1,95 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff total}} = S1 + S2 + S3 + S4 = 9,42 \text{ m}^2$$

- **Poids planchers terrasse inaccessible**

Sous G

$$P_{TI} = G_{TI} \times S_{\text{total}} = 6,83 \times 9,42 = 64,33 \text{ KN}$$

Sous Q

$$P_{TI} = Q_{TI} \times (S_{\text{Totale}} + b_p \times l_p) = 1 \times (9,42 + 0,25 \times 6,26) = 11 \text{ KN}$$

- **Poids planchers étage courant**

Sous G

$$P_{CC} = G_{EC} \times S_{CC} = 5,21 \times 6,5 = 33,86 \text{ KN}$$

$$P_{ESC} = G_{\text{volée}} \times S_{\text{volée}} = 8,12 \times 2,92 = 23,71 \text{ KN}$$

$$P_{\text{total}} = 33,86 + 23,71 = 57,57 \text{ KN}$$

Sous Q

$$P_Q = (Q_{ESC} \times S_{CC}) + (Q_{ESC} \times S_{\text{volée}}) + (Q_{ESC} \times b_p \times l_p)$$

$$= (2,5 \times 6,5) + (2,5 \times 2,92) + (2,5 + 0,25 \times 6,26) = 21 \text{ KN}$$

Tableau II-11:Descente de charge sur le poteau E5

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
8	Planchers TI	64,33	11
	Poteaux	6,88	
	Poutre	11,77	
	$\Sigma =$	83	
7	N8	83	31
	Planchers EC	57,57	
	Poteaux	6,88	
	Poutre	11,77	
	Mur	14,85	
	$\Sigma =$	174,15	
6	N7	174,15	50
	Planchers EC	57,67	
	Poteaux	9,37	
	Poutre	11,77	
	Mur	22,46	
	$\Sigma =$	275,42	
5	N6	275,42	66,8
	Planchers EC	57,57	
	Poteaux	9,37	
	Poutre	11,77	
	Mur	22,46	
	$\Sigma =$	376,7	
4	N5	376,7	81,55
	Planchers EC	57,57	
	Poteaux	12,24	
	Poutre	11,77	
	Mur	22,46	
	$\Sigma =$	480,83	
3	N4	480,83	94,2
	Planchers EC	57,57	
	Poteaux	12,24	
	Poutre	11,77	
	Mur	22,46	
	$\Sigma =$	585	
2	N3	585	104,75
	Planche EC	57,57	
	Poteaux	18,93	
	Poutre	11,77	
	Mur	23,73	
	$\Sigma =$	697,1	
1	N2	697,1	114,66
	Planchers EC	57,57	
	Poteaux	18,93	
	Poutre	11,77	
	Mur	23,73	
	$\Sigma =$	809,2	

$$N_u = 1,35 \times G + 1,5 Q = 1,35 \times (809,2) + 1,5 \times (114,66) = 1264,41 \text{ KN}$$

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le **CBA (Art B.8.1.1)** préconise de majorer l'effort N_u quand le poteau est voisin de rive.

- 10% pour les poteaux appartenant aux portiques à 02 travées.
- 15 % pour les poteaux appartenant aux portiques ayant au moins 03 travée.

Dans le cadre de ce projet, le poteau appartient à un portique de plus de deux travées, et il est voisin de rive, donc l'effort N_u sera majoré de 10%

$$N_{u*} = 1,1 \times N_u = 1390,85 \text{ KN}$$

➤ **Descente de charge sur le poteau F_9**

• **Poids murs**

Mur entre-sol 1 et 2

$$P_m = G_m \times (L_1 \times H + L_2 \times H) = 2,76 \times (1,5 \times 3,44 + 1 \times 3,44)$$

$$P_m = 39,82 \text{ KN}$$

Mur RDC et étage courant

$$P_m = G_m \times (L_1 \times H + L_2 \times H) = 2,76 \times (1,5 \times 2,76 + 1 \times 2,76)$$

$$P_m = 19,04 \text{ KN}$$

➤ **Les surfaces afférentes de la terrasse**

$$S_1 = 1,5 \times 2 = 3 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1 \times 2 = 2 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1 \times 2 = 2 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1,5 \times 2 = 3 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{ff total}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 10 \text{ m}^2$$

- **Poids planchers terrasse inaccessible**

Sous G

$$P_{\text{TI}} = G_{\text{TI}} \times S_{\text{total}} = 6,83 \times 10 = 68,3 \text{ KN}$$

Sous Q

$$P_{\text{TI}} = Q_{\text{TI}} \times (S_{\text{Total}} + b_p \times l_p) = 1 \times (10 + 0,25 \times 6,26) = 11,62 \text{ KN}$$

Poids planchers étage courant

Sous G

$$P_{\text{CC}} = G_{\text{EC}} \times S_{\text{CC}} = 5,21 \times 10 = 52,1 \text{ KN}$$

Sous Q

$$P_Q = Q_{\text{EC}} \times (S_{\text{CC}} + b_p \times l_p) = (1,5) (10 + 0,25 \times 6,26) = 17,43 \text{ KN}$$

Tableau II-12:Descente de charge sur le poteau F9

Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
8	Planchers TI	68,3	11,62
	Poteaux	6,88	
	Poutre	12,18	
	$\Sigma =$	88,11	
7	N8	88,11	29,05
	Planchers EC	52,1	
	Poteaux	6,88	
	Poutre	12,18	
	Mur	19,04	
	$\Sigma =$	175,47	
6	N7	175,47	44,73
	Planchers EC	52,1	
	Poteaux	9,37	
	Poutre	12,18	
	Mur	19,04	
	$\Sigma =$	272,5	
5	N6	268,16	61,3
	Planchers EC	52,1	
	Poteaux	9,37	
	Poutre	12,18	
	Mur	19,04	
	$\Sigma =$	360,85	
4	N5	360,85	70,88
	Planchers EC	52,1	
	Poteaux	12,24	
	Poutre	12,18	
	Mur	19,04	
	$\Sigma =$	456,41	
3	N4	456,41	81,34
	Planchers EC	52,1	
	Poteaux	12,24	
	Poutre	12,18	
	Mur	19,04	
	$\Sigma =$	551,97	
2	N3	551,97	90,10
	Planchers EC	52,1	
	Poteaux	18,93	
	Poutre	12,18	
	Mur	39,82	
	$\Sigma =$	675	
1	N2	675	98,82
	Planchers EC	52,1	
	Poteaux	18,93	
	Poutre	12,18	
	Mur	39,82	
	$\Sigma =$	798,03	

$$N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1225,57 \text{ KN}$$

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le **CBA (Art B.8.1.1)**

préconise de majorer l'effort N_u quand le poteau est voisin de rive.

- 10% pour les poteaux appartenant aux portiques à 02 travées.
- 15 % pour les poteaux appartenant aux portiques ayant au moins 03 travée

Dans le cadre de ce projet, le poteau appartient à un portique de plus de deux travées, et il est voisin de rive, donc l'effort N_u sera majoré de 10%

$$N_u^* = 1,1 \times N_u = 1348,13 \text{ KN}$$

Donc le poteau le plus sollicité est le poteau **E5**

➤ **La vérification a la compression simple**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

B : La section du poteau ; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $\gamma_b = 1,5$

Tableau II-13: vérification a la compression simple

Niveau	Nu* (KN)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} \text{ (MPa)}$		Observations
		σ_{bc}	σ_{bc}	
Entre-sol 1	1402,24	6,91	14,2	Vérifiée
Entre-sol 2	1214,22	5,99	14,2	Vérifiée
RDC	1024,15	6,4	14,2	Vérifiée
Etage 1	847,35	5,29	14,2	Vérifiée
Etage 2	669,61	5,46	14,2	Vérifiée
Etage 3	491,5	4,01	14,2	Vérifiée
Etage 4	309,76	3,44	14,2	Vérifiée
Etage 5	141,4	1,57	14,2	Vérifiée

➤ **Le flambement (stabilité de forme)**

$$N_u^* \leq \alpha \left(\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right) \Rightarrow Br \geq \frac{N_u^*}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

$$Br_{\text{supposé}} = (h - 2) \times (b - 2)$$

$$As = 1 \% Br ; \gamma_s = 1,15$$

As : section d'acier comprimée prise en compte dans le

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si : } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right) \quad \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

$Br = (a - 2) \times (b - 2)$ avec a : largeur de la section nette, b : hauteur de la section nette.

$10 = H_{\text{poteaux}}$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} : \text{Elancement du poteau}$$

$l_f = 0,7 l_0$: longueur de flambement

$$I = \frac{b \times h^3}{12} : \text{Moment d'inertie} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} : \text{Rayon de giration}$$

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II-14: Vérification du flambement

Niveau	Lf	b=h	λ	N_u^*	I	i	α	Br cal	Br	$Brcal \leq Br$
Entre-sol 1	2,62	0,45	20,15	1402,24	$3,41.10^{-3}$	0,13	0,8	0,0796	0,1819	Vérifiée
Entre-sol 2	2,62	0,45	20,15	1214,22	$3,41.10^{-3}$	0,13	0,8	0,0689	0,1849	Vérifiée
RDC	2,14	0,4	8,6	1024,15	$2,13.10^{-3}$	0,115	0,8	0,0581	0,1444	Vérifiée
Etage1	2,14	0,4	18,6	847,35	$2,13.10^{-3}$	0,115	0,8	0,0841	0,1444	Vérifiée
Etage 2	2,14	0,35	18,6	669,61	$1,25.10^{-3}$	0,101	0,79	0,0385	0,0575	Vérifiée
Etage3	2,14	0,35	18,6	491,5	$1,25.10^{-3}$	0,101	0,79	0,0282	0,0575	Vérifiée
Etage 4	2,14	0,3	18,6	309,76	$6,75.10^{-4}$	0,086	0,77	0,0182	0,1089	Vérifiée
Etage 5	2,14	0,3	18,6	141,4	$6,75.10^{-4}$	0,086	0,77	$8,34.10^{-3}$	0,1089	Vérifiée

Donc, la section des poteaux est fixée à :

- **Entre-sol 1 et 2 :** $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$.
- **RDC, 1^{er} étage :** $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$.
- **2^{ème} et 3^{ème} étage :** $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$.
- **4^{ème} et 5^{ème} étage :** $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

➤ **Conclusion :**

Après avoir fini le pré-dimensionnement des éléments secondaires et avoir effectué toutes les vérifications nécessaires, le pré-dimensionnement suivant a été approuvé :

Tableau II-15: Pré dimensionnement des éléments secondaires

Elément	La hauteur (cm)	La largeur (cm)	Epaisseur (cm)
P. principale	30	25	
P. secondaire	30	25	
P. chaînage	30	15	
Voile			25
Corps creux			(16+4)
Palier			16
Volée			16

CHAPITRE III

CALCUL
DES
ELEMENTS
SECONDAIRES

III.1 Introduction

Dans toute structure, on distingue deux catégories d'éléments : les éléments principaux et les éléments secondaires. L'objectif de ce chapitre est d'analyser les éléments secondaires (non porteurs), à savoir : les planchers, l'acrotère et escaliers. Cette analyse est menée de la manière suivante : évaluation des charges sur l'élément en question, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis détermination de la section d'acier nécessaire pour supporter ces charges, tout en respectant les normes en vigueur (**BAEL91, CBA93, RPA99 /2024, etc.**).

III.2 Études des planchers

Le calcul des planchers en corps creux revient à ferrailer principalement les poutrelles et forfaitairement la dalle de compression.

- Étude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple, comme des poutres continues.

- Les méthodes de calcul utilisé

Pour calculer les sollicitations dans les poutrelles en béton armé, on utilise l'une des deux méthodes : La méthode forfaitaire et la méthode de Caquot.

III.2.1 La méthode forfaitaire (BAEL91 Art B.6.2, 21)

La méthode forfaitaire n'est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$.
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- Fissuration peu nuisible (**F.P.N**).
- Application de la méthode forfaitaire
 - Valeurs des moments

Les valeurs des moments en travée (M_t) et aux appuis de gauche et de droite (M_g ; M_d) doivent vérifier :

$$M_t + \frac{|M_g + M_d|}{2} \geq \text{Max} (1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0).$$

$$M_t \geq \frac{(1+0,3\alpha)M_0}{2} \text{ (Pour une travée intermédiaire).}$$

$$M_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)M_0}{2} \text{ (Pour une travée de rive).}$$

Avec :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \text{ (Le moment isostatique maximal dans la travée correspondante).}$$

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

La valeur absolue de chaque moment en appui intermédiaire doit être au moins égale à :

0.6 M_0 pour une poutre à deux travées.

0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0.4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

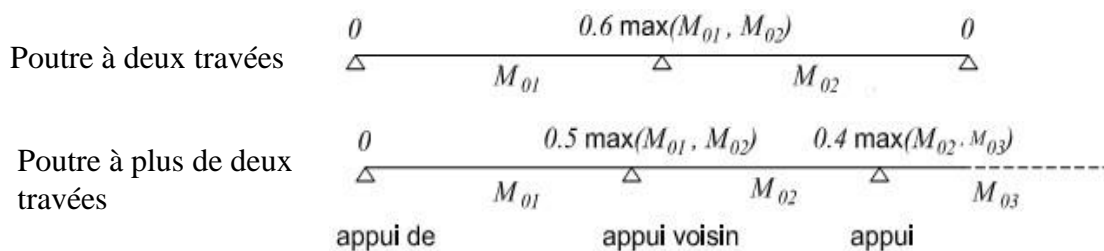


Figure III-1 : Les moments sur appuis des poutres à deux travées et plus de deux travées données par la méthode forfaitaire.

Remarque : Les moments sur les appuis de rives sont nuls, mais le **BAEL91** préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer le moment fictif $M_a = -0,15M_0$.

- **Valeurs des efforts tranchants**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant aux appuis, ce dernier est calculé en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour les appuis voisins de rive en majorant l'effort tranchant isostatique de :

15% pour une poutre à deux (02) travées seulement.

10% pour une poutre à plus de deux travées.

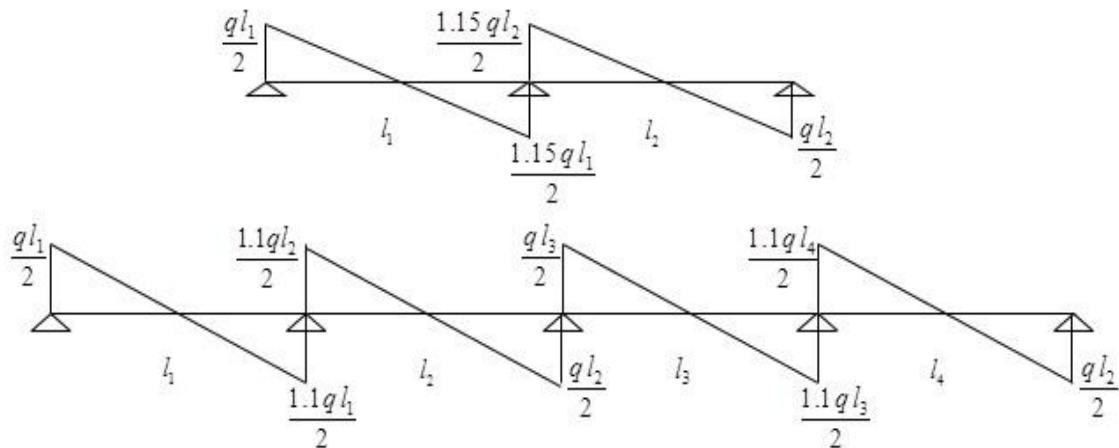


Figure III-2 : Valeur forfaitaire de l'effort tranchant dans les poutres continues à deux travées et plus de deux travées.

III.2.2 Méthode de Caquot (BAEL91 Art B.6.2,22)

La méthode s'applique essentiellement aux poutres-planchers des constructions industrielles, c'est-à-dire pour des charges d'exploitation relativement élevées : $> \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$.

Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions de la méthode forfaitaire n'est pas validée, Donc dans ce cas il faut appliquer la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre

$(G' = 2G/3)$ pour le calcul des moments sur appui seulement, et de reprendre la totalité de G pour le calcul des moments en travées.

- **Application de la méthode de Caquot**

- **Valeurs des moments en travées**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right).$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} (l-x)$$

$$X = \frac{x}{l} - \frac{M_g - M_d}{ql}$$

- **Valeurs des moments en appuis**

Pour le cas de charges réparties, les moments sur les appuis intermédiaires sont donnés par :

$$M_a = -\frac{q_g l_g^3 + q_d l_d^3}{8,5(l_g' + l_d')}$$

Avec :

l_g' et l_d' longueurs fictives de la travée à gauche et à droite de l'appui.

$l' = 0,8 L$ pour une travée intermédiaire.

$l' = L$ pour une travée de rive.

q_g et q_d (chargement à gauche et à droite de l'appui).

- **Les valeurs des efforts tranchants**

L'effort tranchant, pour un cas de charge particulier, est généralement déterminé de manière conventionnelle par le calcul en résistance des matériaux (**RDM**).

$$V_i = \mp \frac{ql}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Avec :

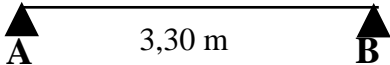
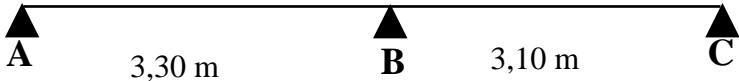

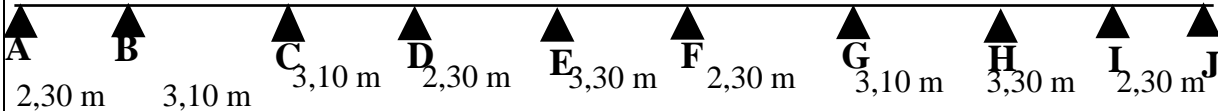
M_g : moment sur l'appui à gauche de la travée considérée.

M_d : moment sur l'appui à droite de la travée considéré.

l : portée de la travée

- **Les différents types de poutrelle :**

Tableau III-1 : Les différents types de poutrelle

<p>Type1 : (De l'entre-sol à la toiture)</p> 
<p>Type2 : (De l'entre-sol 1 à la toiture)</p> 
<p>Type3 : (Du RDC à la toiture)</p> 
<p>Type4 : (De l'entre-sol 1 à la toiture)</p> 

- Vérification des conditions de la méthode de calcul

Tableau III-2: Vérification des conditions de la méthode de calcul

Types	Conditions	Observations	Méthode adopté
Type1	Poutre isostatique	/	Méthode RDM
Type2	$Q \leq \min (2 \times 6.83 = 13,66 \text{ 5 KN/m}^2)$. $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$ I = constante (même corps creux). F.P.N.	Vérifiée Vérifiée Vérifiée Vérifiée	Méthode forfaitaire
Type3	$Q \leq \min (2 \times 6.83 = 13,66; 5 \text{ KN/m}^2)$ $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$ I = constante (même corps creux). F.P.N.	Vérifiée Non vérifiée Vérifiée Vérifiée	Méthode de Caquot minorée
Type4	$Q \leq \min (2 \times 6.83 = 13,66 ; 5 \text{ KN/m}^2)$ $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$ I = constante (même corps creux). F.P.N.	Vérifiée Non vérifiée Vérifiée Vérifiée	Méthode de Caquot minorée

➤ **Calcul des sollicitations**

- **Évaluation des charges et surcharge revenant aux poutrelles**

$$\text{ELU} : \begin{cases} P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q \\ q_u = P_u \times l_0 \end{cases}$$

$$\text{ELS} : \begin{cases} P_s = G + Q \\ q_s = P_s \times l_0 \end{cases} \text{ avec } l_0 = 65 \text{ cm}$$

Tableau III-3 : Évaluation des charges et surcharge revenant aux poutrelles

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			P_u	q_u	P_s	q_s
Terrasse inaccessible	6,83	1	10,72	6,93	7,83	5,08
EC et entre-sol	5,21	1,5	9,28	6,03	6,71	4,36

Remarque : La charge de l'étage courant et celle de la terrasse inaccessible sont proche. Donc le calcul du ferrailage de tous les planchers se fera en fonction de la charge de la terrasse inaccessible.

- **Les moments isostatiques dans les travées de la poutrelle étudié (Type 2).**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} \quad (\text{ELU})$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} \quad (\text{ELS})$$

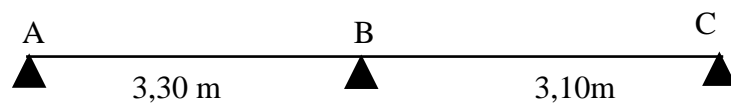
Les résultats des calculs des moments isostatiques sont compilés dans le tableau suivant :

Tableau III-4 : Les moments isostatiques en travée.

Travée	Le moment à l'ELU	Le moment à l'ELS
A-B	9,43	6,91
B-C	8,32	6,10

- **Les moments aux appuis de rive**

- **Appuis A et C**



$$M_A = M_C = 0 \text{ KN.m}$$

Le **BAEL91** préconise des aciers de fissuration, tel que $M_A = M_C = -0,15 \times M_0$

$$\text{ELU : } M_A = M_C = -0,15 \times 9,43 = -1,41 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_A = M_C = -0,15 \times 6,91 = -1,03 \text{ KN.m}$$

- **Les moments aux appuis intermédiaires**

- **Appuis B** : $-0,6 \times \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC})$

$$\text{ELU: } M_B = -0,6 \times 9,43 = -5,65 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_B = -0,6 \times 6,91 = -4,14 \text{ KN.m}$$

- **Les moments en travée**

- **La travée A-B (travée de rive)**

$$M_t^{AB} + \frac{|M_g + M_d|}{2} \geq \max (1,05 M_0^{AB}; (1 + 0,3\alpha) M_0^{AB}).$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha) M_0^{AB}}{2}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6,83} = 0,127$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,038$$

$$\frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} = 0,62$$

$$\text{A l'ELU: } M_t^{AB} = 10,18 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS: } M_t^{AB} = 7,46 \text{ KNP.m}$$

- **La travée B-C (travée de rive)**

$$M_t^{BC} + \frac{|M_g + M_d|}{2} \geq \max (1,05 M_0^{BC}; (1 + 0,3\alpha) M_0^{BC}).$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha) M_0^{BC}}{2}$$

$$\text{A l'ELU: } M_t^{BC} = 8,98 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS: } M_t^{BC} = 6,59 \text{ KN.m}$$

• **Les efforts tranchants**

- **La travée A-B**

$$V_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} = 15,56 \text{ KN}$$

$$V_B M_0 = -1,15 \frac{q_u \times L_{AB}}{2} = -17,89 \text{ KN}$$

- **La travée B-C**

$$V_B = 1,15 \frac{q_u \times L_{BC}}{2} = 16,80 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} = 14,61 \text{ KN}$$

Tableau III-5: Vérification des sollicitations dans la poutrelle (type2)

Sollicitations (KN.m)	ELU	ELS
Moment d'appuis de rive maximale	-1,41	-1,03
Moment d'appuis intermédiaire maximale	-5,65	-4,14
Moment en travée maximale	6,95	5,1
L'effort tranchant maximal	-17,89	/

Remarque : Les sollicitations maximales dans les autres types de poutrelles sont résumées dans les tableaux suivants.

Tableau III-6: Les sollicitations maximales dans la poutrelle (type1)

Sollicitations (KN.m)	ELU	ELS
Moment d'appuis de rive maximale	-1,41	-1,03
Moment en travée maximal	9,43	6,91
L'effort tranchant	11,43	/

Tableau III-7: Les sollicitations maximales dans la poutrelle (type3)

Sollicitations (KN.m)	ELU	ELS
Moment d'appuis de rive maximale	-0,5	-0,35
Moment d'appuis intermédiaire maximale	-3,83	-2,78
Moment en travée maximale	5,71	4,21
L'effort tranchant maximal	8,12	/

Tableau III-8: Les sollicitations maximales dans la poutrelle (type4)

Sollicitations (KN.m)	ELU	ELS
Moment d'appuis de rive maximale	-0,5	-0,35
Moment d'appuis intermédiaire maximale	-3,83	-2,78
Moment en travée maximale	6,23	4,59
L'effort tranchant maximal	11,75	/

Après les calculs des sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles, les sollicitations maximales sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III-9: Les sollicitations maximales dans les poutrelles

Sollicitations (KN.m)	ELU	ELS
Moment d'appuis de rive maximale	-1,41	-1,03
Moment d'appuis intermédiaire maximale	-5,65	-4,14
Moment en travée maximale	9,43	6,91
L'effort tranchant maximal	-17,89	/

III.2.3 Ferrailage des poutrelles

Les poutrelles se calculent comme des sections en T à la flexion simple.

- Ferrailage en travée

Donnée : $h_0 = 4 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $b = 50 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

$f_e = 400 \text{ Mpa}$; $f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}$; FPN.

ELU :

$$M_{Tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,5 \times 0,04 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 10^{-3} = 45,44 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 9,43 \text{ KN.m}$$

$M_{Tu} > M_u$ donc le calcul se fera comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,43 \cdot 10^{-3}}{0,5 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,040$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,392$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_l} = 0,668$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 1,74 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Si } \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,176 \text{ m}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}} \right) = 0,051$$

Condition de non-fragilité : $A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 1,08 \text{ cm}^2$ (BAEL91)

$A > A_t^{\min}$, donc le ferrailage se fera avec $A = 1,54 \text{ cm}^2$

Choix des barres : **A= 3HA10** = 2,36 cm²

➤ **Ferraille des appuis de rive**

La table de compression se trouve dans la zone tendue, car le moment est négatif. Donc la section considéré est ($b_0 \times h$) = (10 × 20)cm².

ELU :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,41.10^{-3}}{0,1 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,030$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,392$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_l} = 0,668$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 1,74.10^{-3}$$

$$\text{Si } \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = 0,23 \text{ cm}^2 \quad Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,177 \text{ m}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,038$$

Condition de non-fragilité : $A_t^{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,22 \text{ cm}^2$ (**BAEL91**)

$$A > A_t^{\min}, \text{ donc le ferrailage se fera avec } A = 0,23 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **A= 1HA10** = 0,79 cm²

➤ **Ferraillages des appuis intermédiaires**

La table de compression se trouve dans la zone tendue, car le moment est négatif. Donc la section considéré est ($b_0 \times h$) = (10 × 20)cm².

ELU :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,65.10^{-3}}{0,1 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,122$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,392$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_l} = 0,668$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 1,74.10^{-3}$$

$$\text{Si } \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,168 \text{ m}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,163$$

Condition de non-fragilité : $A_t^{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,22 \text{ cm}^2$ (BAEL91)

$A > A_t^{\min}$, donc le ferrailage se fera avec $A = 0,96 \text{ cm}^2$

Choix des barres : $A = 1\text{HA}12 = 1,13 \text{ cm}^2$

➤ **Ferrailage transversale**

$$\phi t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi l\right) \text{ selon le (BAEL91 Art.A.7.2.2)}$$

$$\phi t \leq 5,71 \text{ mm}; \text{ donc } A_t = 2\text{HA}6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

• **Espacement :**

D'après (Art.A.5.1. BAEL)

$$1) S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 16,2 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = 57 \text{ cm.}$$

$$3) S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 \times (\tau_u - 0,3k \times f_{t28})} = 49 \text{ cm}$$

Donc : $S_t = 15 \text{ cm}$

L'espacement des armatures transversales au niveau des rives

$$\frac{S_t}{2} = 7,5 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant a l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{17,89.10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{t28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifié, donc pas de risque de cisaillement.

➤ **La vérification de la bielle**

$$V_u < 0,4 \times a \times b_0 \times \frac{f_{t28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } a = 0,9d \text{ (BAEL Art A.5. 1,313)}$$

$$V_u = 17,89 < 0,4 \times a \times b_0 \times \frac{f_{t28}}{\gamma_b} = 108 \text{ condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes (ELS)**

• **Etat limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

En travée

$$M_{ser} = 6,91 \text{ kn.m} \quad A = 2,36 \text{ cm}^2 ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A + A') - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$0,25y^2 + 3,54 \cdot 10^{-3}y - 6,37 \cdot 10^{-4} = 0$$

$$y = 0,043 \text{ m}$$

• **Le moment d'inertie I**

$$\frac{b}{3}y^3 + 15A'(y-d')^2 + 15A(d-y)^2 = 0$$

$$I = 7,96 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6,91 \cdot 10^{-3}}{7,96 \cdot 10^{-5}} \times 0,043 = 3,73 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa (Condition vérifiée)}$$

Pas de risque de fissuration du béton.

➤ **En appuis :**

• **Appui intermédiaire**

$$M_{ser} = -4,14 \text{ kn.m} \quad A = 1,13 \text{ cm}^2 \quad A' = 0$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A + A') - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$0,05y^2 + 1,70 \cdot 10^{-3}y - 3,05 \cdot 10^{-4} = 0$$

$$y = 0,063 \text{ m}$$

Le moment d'inertie I

$$\frac{b}{3}y^3 + 15A'(y-d')^2 + 15A(d-y)^2 = 0$$

$$I = 8,56 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4,14 \cdot 10^{-3}}{8,56 \cdot 10^{-4}} \times 0,063 = 0,30 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa (Condition vérifiée)}$$

⇒ Pas de risque de fissuration du béton.

➤ **Etat limite de déformation**

- **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,06 = 0,06 \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} \Rightarrow 0,06 < 0,1 \text{ (condition non vérifiée)}$$

$$\frac{At}{b_0 \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,013 > 0,01 \text{ (condition vérifiée)}$$

$$l < 8 \text{ m} \Rightarrow 3,3 \text{ m} < 8 \text{ m} \text{ (Condition vérifiée)}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après l'article du **BAEL91 Art B.6.5.2**.

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (J= G – tout poids du matériau posé après la mise en œuvre des cloisons).

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

La flèche f est calculée par l'expressions suivante : $f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E \times I_f}$ (Pour les travées sur deux appuis)

La flèche admissible \bar{f} est calculée par l'expressions suivante : $\bar{f} = \frac{l}{500}$ ($l = 3,3 < 5 \text{ m}$)

$$\bar{f} = \frac{3300}{500} = 6,6 \text{ mm}$$

- **Les caractéristiques de la section.**

$$E_v = 10818,86 \text{ Mpa} ; E_i = 32456,58 \text{ Mpa} ; A_t = 2,36 \text{ cm}^2 ; I = 7,96.10^{-5} \text{ m}^4 ; y = 0,043 \text{ m}$$

Calcul de Y_G et I₀

$$y_G = \frac{\frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + n(A + A')}$$

Avec : $A' = 0$

$$Y_G = 0,074 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{b y_G^3}{3} + b_0 \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + n[A(d - y_G)^2 + A'(y_G - d')]$$

$$I_0 = 1,68.10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Le pourcentage d'armature tendue**

$$\rho = \frac{At}{b_0 \times d} = \frac{2,36.10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 0,013$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = \frac{0,05 \times 0,5 \times 2,1}{(2 \times 0,5 + 3 \times 0,1) 0,013} = 3,10$$

$$\lambda_v = 0,4 \lambda_i = 0,4 \times 3,10 = 1,24$$

- **Évaluation des moments en travée sous les différents chargements**

$$G = 6,83 \text{ KN/m}^2 ; j = G - G' = 2,85 \text{ KN/m}^2 \text{ avec } G' = 3,98 \text{ KN/m}^2 ; P = G + Q = 7,83 \text{ KN/m}^2$$

- **Les charges sur la poutrelle**

$$q_G = G \times l_0 = 6,83 \times 0,65 = 4,44 \text{ KN/m}$$

$$q_j = j \times l_0 = 2,85 \times 0,65 = 1,85 \text{ KN/m}$$

$$q_p = P \times l_0 = 7,83 \times 0,65 = 5,09 \text{ KN/m}$$

- **Calcul des moments en travée sous les différents chargements**

$$M_t = M_0$$

$$M_t^G = M_0^G = \frac{q_G \times l^2}{8} = \frac{4,44 \times 3,3^2}{8} = 6,04 \text{ KN.m}$$

$$M_t^j = M_0^j = \frac{q_j \times l^2}{8} = \frac{1,85 \times 3,3^2}{8} = 2,52 \text{ KN.m}$$

$$M_t^P = M_0^P = \frac{q_p \times l^2}{8} = \frac{5,09 \times 3,3^2}{8} = 6,93 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des contraintes**

$$\sigma_G = 15 \times \frac{M_G \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{6,04.10^{-3} \times (0,18 - 0,043)}{7,96.10^{-5}} = 155,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_j = 15 \times \frac{M_j \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{2,52.10^{-3} \times (0,18 - 0,043)}{7,96.10^{-5}} = 65,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = 15 \times \frac{M_p \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{6,93.10^{-3} \times (0,18 - 0,043)}{7,96.10^{-5}} = 178,91 \text{ MPa}$$

- **Calcul des coefficients μ**

$$\mu_G = \max(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_G + f_{t28}}) = 0,64$$

$$\mu_j = \max(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}}) = 0,33$$

$$\mu_p = \max(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}}) = 0,67$$

- Calcul des inertie fictives I_f

$$I_{Gi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_G} = 6,19 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{ji} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 9,13 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{Gpi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 6 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{Gv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_G} = 1,03 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Calcul des flèches

$$f_{GV} = \frac{M_G \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fGV}} = 5,90 \text{ mm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 0,92 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 3,87 \text{ mm}$$

$$f_{Gi} = \frac{M_G \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fGi}} = 3,27 \text{ mm}$$

$$\Delta f = (5,90 - 0,92) + (3,87 - 3,27) = 5,58 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 5,58 \text{ mm} < \bar{f} = 6,6 \text{ mm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée.}$$

➤ Schémas de ferrailage des poutrelles

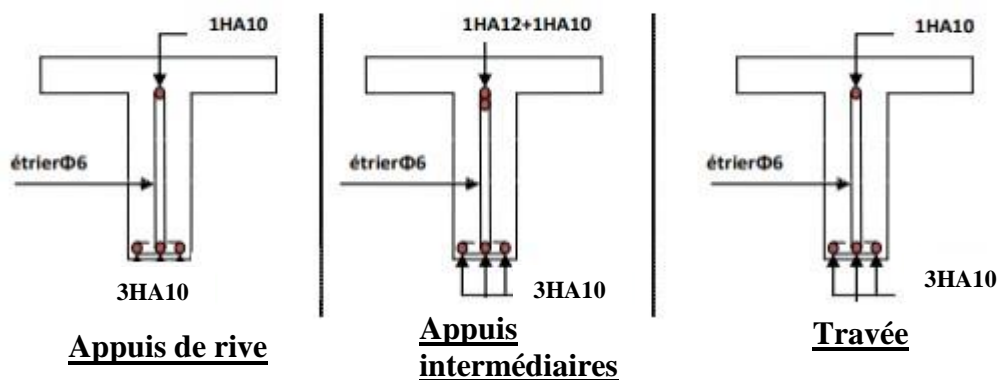


Figure III-3 : Schéma de ferrailage des poutrelles

➤ Etude de la dalle de compression

Selon le **BAEL91 Art B.6.8, 423**. La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

D'après le même article, les sections des armatures sont calculées comme suit

- **Armature perpendiculaire aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,1 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Choix : $A_{\perp} = 5 \phi 8 \text{ p.m} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Espacement**

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

- **Armature parallèle aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,55 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Choix : $A_{//} = 4 \phi 8 \text{ p.m} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Espacement**

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Choix : un treillis soudé TS $\phi 8$ (150×150) qui vérifie les sections

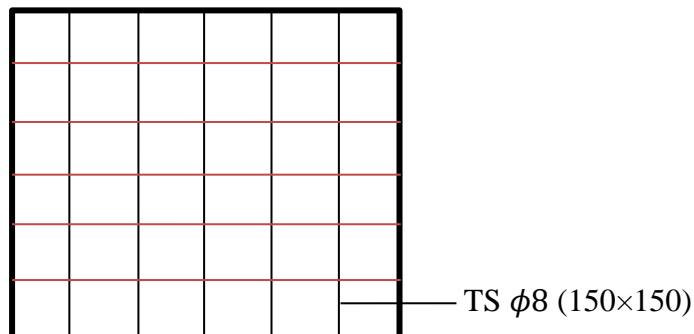


Figure III-4: Schémas de ferrailage de la dalle de compression

III.3 Étude de la poutre de chaînage

III.3.1 Définition

Une poutre de chaînage est destinée à soutenir la charge des parois. Elle est vue comme étant simplement appuyée, soumise à une charge uniforme résultant de son propre poids ainsi que du poids des murs.

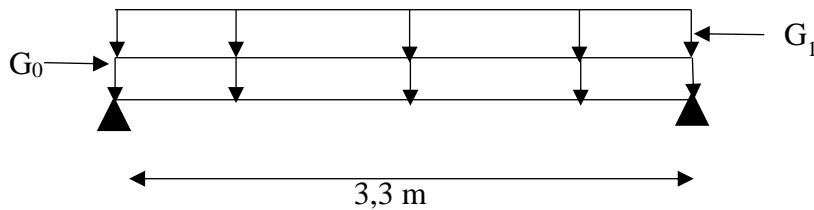


Figure III-5: Schémas statique de la poutre de chaînage

On a :

G_0 : Poids propre de la poutre de chaînage

G_1 : Poids du mur

$$G_0 = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ kn/ml}$$

$$G_1 = 2,76 \times (3,74 - 0,3) = 9,5 \text{ kn/ml}$$

A l'ELU : $q_u = 1,35 \times (G_0 + G_1) = 15,86 \text{ kn/ml}$

A l'ELS : $q_s = (G_0 + G_1) = 11,75 \text{ kn/ml}$

- **Calcul des sollicitations**

$$L_{\max} = 3,3 - 0,3 = 3 \text{ m}$$

$$M_{0u} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 17,84 \text{ kn.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 23,79 \text{ kn}$$

$$M_{0s} = \frac{q_s \times l^2}{8} = 13,22 \text{ kn.m}$$

En travée : $M_u^t = 0,85 M_{0u} = 15,16 \text{ kn.m}$

$$M_s^t = 0,85 M_{0s} = 11,24 \text{ kn.m}$$

En appuis : $M_u^a = -0,5 M_{0u} = -8,92 \text{ kn.m}$

$$M_s^a = -0,5 M_{0s} = -6,61 \text{ kn.m}$$

Le ferrailage de la poutre de chaînage (Flexion simple ; FN).

Tableau III-10: Le ferrailage de la poutre de chaînage

Positions	M(kn.m)	μ_{bu}	α	z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	A_{BAEL}	A_{RPA}	$A_{choisit}$
En travée	15 ,16	0,048	0,061	0,263	1,66	0,97	4,52	4HA12
En appuis	-8,92	0,028	0,035	0,266	0,97	0,97	4,52	4HA12

- Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que : $\overline{\tau_u} \geq \tau_u$

Avec : $\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{23,79 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 0,293 \text{ Mpa}$

Fissuration nuisible : $\overline{\tau_u} = \min \left(0,15 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} ; 4 \text{Mpa} \right) = 2,5$

$\tau_u = 0,293 < \overline{\tau_u} = 2,5$ Pas de risque de cisaillement.

- Calculs des armatures transversales

Calcul des espacements

1) $St \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) = 24,3 \text{ cm}$

$\emptyset t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset l \right)$ selon le (BAEL91 Art.A.7.2.2)

$\emptyset t \leq 8,57 \text{ mm}$; donc $A_t = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$

2) $St \leq \frac{At \times f_e}{0,4 \times b} = 33,67 \text{ cm}$.

3) $St \leq \frac{0,8 \times At \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b \times (\tau_u - 0,3k \times f_{t28})} = 31,96 \text{ cm}$

$St \leq \min (h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ (RPA2024)

Donc ; $St = 15 \text{ cm}$

À l'ELS :

On doit vérifier les contraintes de compression dans le béton et les contraintes de traction dans l'acier, les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant.

On a : $M_s^l = 0,85 M_0 = 11,24 \text{ kn.m}$ $M_s^a = -0,5 M_0 = -6,61 \text{ kn.m}$

Tableau III-11 : Vérification des contraintes

Positions	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	σ_{st}	$\overline{\sigma}_{st}$	Observations
En travée	11,24	0,090	$1,40.10^{-3}$	0,722	15	21,66	201,6	Vérifiée
En appuis	6,61	0,090	$1,40.10^{-2}$	0,424	15	12,72	201,6	Vérifiée

- Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\frac{h}{l} \geq \frac{3}{80} \Rightarrow 1 > 0,03 \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{20 \times M_0} \Rightarrow 1 > 0,04 \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\frac{At}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 1,24.10^{-3} > 5 \times 10^{-3} \text{ (condition vérifiée)}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Schémas de ferrailage de la poutre palière

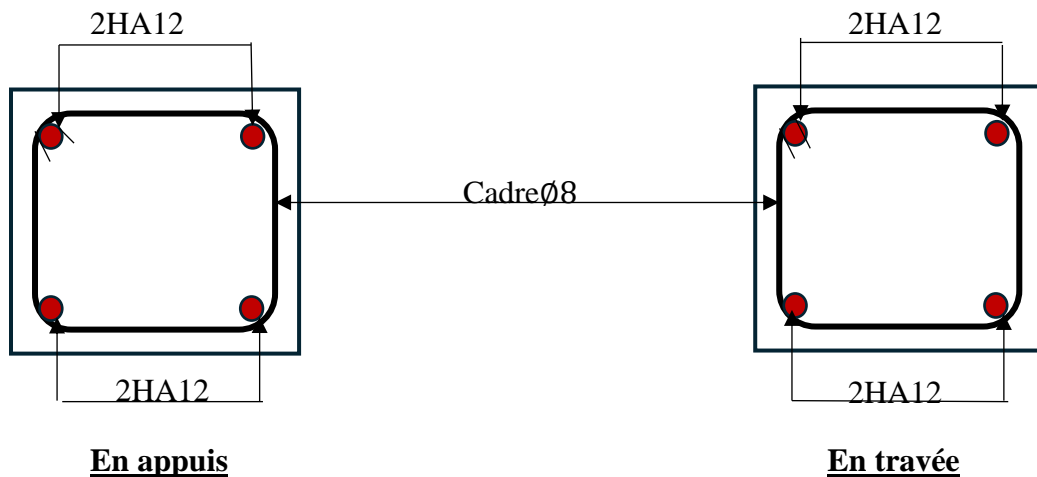


Figure III-6: Schémas de ferrailage de la poutre de chaînage

III.4 Etude des escaliers

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferriller comme une section rectangulaire de largeur 100 cm et de hauteur h (h= e = 16 cm). Le dimensionnement

et le poids revenant à l'escalier sont calculés dans le chapitre II. Dans le cadre de ce projet, il existe un seul type d'escalier droit à deux volées.

Escalier 1 : (Entre-sol 1 et 2)

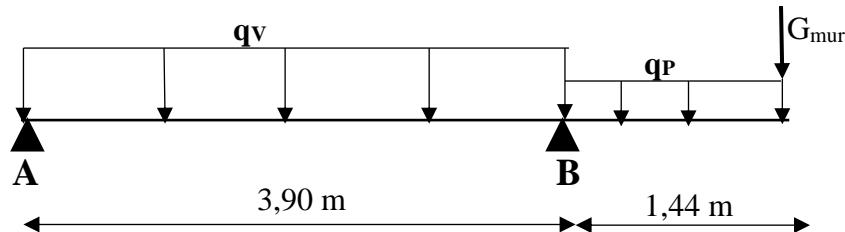


Figure III-7: Schémas statique de l'escalier 1

- Charges et surcharges

$$G_V = 8,12 \text{ kn/m}^2; G_P = 5,52 \text{ kn/m}^2; Q = 2,5 \text{ kn/m}^2$$

A l'ELU :

Volée : $q_u = 1,35 \times G_V + 1,5 Q = 14,71 \text{ kn/m}$

Palier : $q_u = 1,35 \times G_P + 1,5 Q = 11,20 \text{ kn/m}$

$$G_{mur} = 1,35 \times G_{mur} \times (3,74 - 0,3) \times 1 = 12,81 \text{ kn}$$

A l'ELS :

Volée : $q_s = G_V + Q = 10,62 \text{ kn/m}$

Palier : $q_u = G_P + Q = 8,02 \text{ kn/m}$

$$G_{mur} = G_{mur} \times (3,74 - 0,3) \times 1 = 9,5 \text{ kn}$$

- Calcul des sollicitations

A l'ELU : Les efforts internes

Par la méthode RDM :

$$\sum F_{/Y} = 0 \longrightarrow R_A + R_B = 86,30 \text{ kn.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \longrightarrow R_B = 65,33 \text{ kn.}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \longrightarrow R_A = 21 \text{ kn.}$$

$$M_0 = 14,16 \text{ kn.m}; X_0 = 3,89 \text{ m}$$

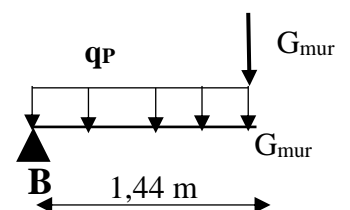
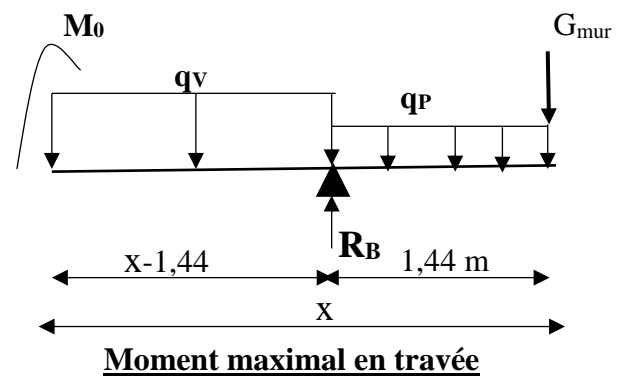
$$M_t^{\max} = 0,85 M_0 = 12,03 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -(G_{mur} \times l_p + \frac{q_{up} \times l_p^2}{2}) = -26,76 \text{ kn.m}$$

$$V_{\max} = R_B = 65,33 \text{ kn}$$

A l'ELS : Les efforts internes

Par la méthode RDM :



Moment maximal en appuis

$$\sum F_Y = 0 \longrightarrow R_A + R_B = 62,46 \text{ kn.}$$

$$\sum M_A = 0 \longrightarrow R_B = 47,39 \text{ kn.}$$

$$\sum M_B = 0 \longrightarrow R_A = 15,06 \text{ kn.}$$

$$M_0 = 7,86 \text{ kn.m; } X_0 = 3,65 \text{ m}$$

$$M_t^{\max} = 0,85 M_0 = 6,68 \text{ kn.m}$$

$$M_a^{\max} = -(G_{\text{mur}} \times l_p + \frac{q_{us} \times l_p^2}{2}) = -22 \text{ kn.m}$$

$$V_{\max} = R_B = 47,39 \text{ kn}$$

➤ Ferrailages des escaliers

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III-12: Résumé des résultats du ferrailage de l'escaliers 1

Position	M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisi
Travée	12,03	0,043	0,054	0,136	2,54	1,7	5HA12
Appuis	-26,76	0,096	0,126	0,132	5,82	1,7	5HA14

• Espacement :

$$\text{En travée : } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{En appuis : } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

• Armatures de réparation

$$\text{En travée : } A_R = \frac{A_l}{3} = 1,31 \text{ cm/ml, soit 5HA8} = 2,51 \text{ cm/ml ; } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{En appuis : } A_R = \frac{A_a}{3} = 1,94 \text{ cm/ml, soit 5HA8} = 2,51 \text{ cm/ml ; } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

• Vérification de l'effort tranchant

Fissuration peu nuisible

$$V_u = 65,33 \text{ kn ; } \tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{65,33 \times 10^{-3}}{1 \times 0,14} = 0,466 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u \geq \tau_u \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

• Vérifications des contraintes :

La vérification des contraintes est résumée dans le tableau suivant.

Tableau III-13 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

Positions	M(kn.m)	A(cm ²)	Y (m)	I(m ⁴)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$		Observations
Travée	6,68	5,65	0,040	$1,06.10^{-4}$	2,52	15	Vérifiée
Appuis	-22	5,65	0,040	$1,06.10^{-4}$	8,30	15	Vérifiée

- **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{3}{80} \Rightarrow 0,041 > 0,03 \text{ (condition vérifiée)}$$

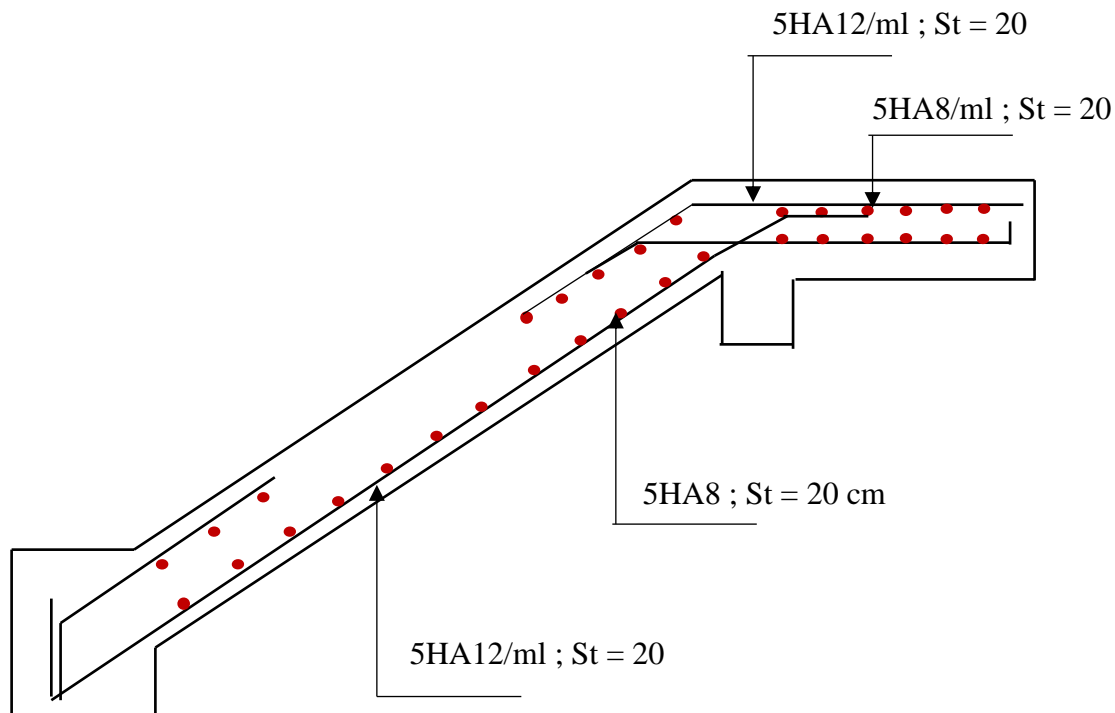
$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{20 \times M_0} \Rightarrow 0,041 > 4,25.10^{-5} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\frac{At}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Rightarrow At \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} = \frac{2 \times 100 \times 14}{400} = 7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Or } At = 5,65 \text{ cm}^2 \leq 7 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

$$l < 8 \text{ m} \Rightarrow 3,9 \text{ m} < 8 \text{ m} \text{ (Condition vérifiée)}$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

**Figure III-8**: Schémas de ferrailage de l'escalier 1

- Escalier 2 : (Etage courant)

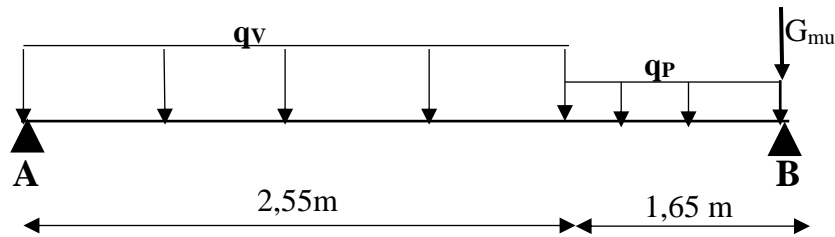


Figure III-9: Schémas statique de l'escalier 2

- Charges et surcharges

$$G_V = 8,02 \text{ kn/m}^2; G_P = 5,52 \text{ kn/m}^2; Q = 2,5 \text{ kn/m}^2$$

A l'ELU :

Volée : $q_u = 1,35 \times G_V + 1,5 Q = 14,57 \text{ kn/m}$

Palier : $q_u = 1,35 \times G_P + 1,5 Q = 11,20 \text{ kn/m}$

$$G_{mur} = 1,35 \times G_{mur} \times (3,06 - 0,3) \times 1 = 10,28 \text{ kn}$$

A l'ELS :

Volée : $q_s = G_V + Q = 10,52 \text{ kn/m}$

Palier : $q_u = G_P + Q = 8,02 \text{ kn/m}$

$$G_{mur} = G_{mur} \times (3,06 - 0,3) \times 1 = 7,62 \text{ kn}$$

Calcul des sollicitations

A l'ELU : Les efforts internes

Par la méthode RDM :

$$\sum F_Y = 0 \longrightarrow R_A + R_B = 65,91 \text{ kn.}$$

$$\sum M_A = 0 \longrightarrow R_B = 36,40 \text{ kn.}$$

$$\sum M_B = 0 \longrightarrow R_A = 29,51 \text{ kn.}$$

$$M_0 = 30 \text{ kn.m; } X_0 = 2,02 \text{ m}$$

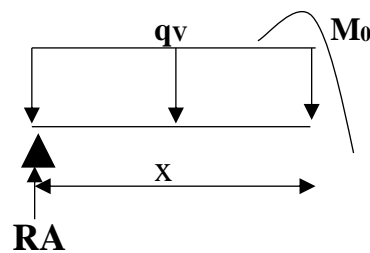
$$M_t^{\max} = 0,85 M_0 = 25,5 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -0,5 M_0 = -15 \text{ kn.m}$$

$$V_{\max} = R_B = 36,40 \text{ kn}$$

A l'ELS : Les efforts internes

Par la méthode RDM :



Moment maximal en travée

$$\sum F_Y = 0 \longrightarrow R_A + R_B = 47,68 \text{ kn.}$$

$$\sum M_A = 0 \longrightarrow R_B = 26,39 \text{ kn.}$$

$$\sum M_B = 0 \longrightarrow R_A = 21,29 \text{ kn.}$$

$$M_0 = 21,54 \text{ kn.m; } X_0 = 2,02 \text{ m}$$

$$M_t^{\max} = 0,85 M_0 = 18,31 \text{ kn.m}$$

$$M_a^{\max} = -0,5 M_0 = -10,77 \text{ kn.m}$$

$$V_{\max} = R_B = 26,39 \text{ kn}$$

- **Ferraillages des escaliers**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III-14: Le ferraillage de l'escalier 2

Positions	M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisi
Travée	25,5	0,091	0,12	0,133	5,5	1,7	5HA12
Appuis	-15	0,053	0,068	0,136	3,17	1,7	5HA10

- **Espacement :**

$$\text{En travée : } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{En appuis : } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures de réparation**

$$\text{En travée : } A_R = \frac{A_l}{3} = 1,88 \text{ cm/ml, soit } 5HA8 = 2,51 \text{ cm/ml ; } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- En appuis : $A_R = \frac{A_a}{3} = 1,33 \text{ cm/ml, soit } 5HA8 = 2,51 \text{ cm/ml ; } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

- **Vérification de l'effort tranchant**

Fissuration peu nuisible

$$V_u = 26,39 \text{ kn ; } \tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{26,39 \times 10^{-3}}{1 \times 0,14} = 0,188 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u \geq \tau_u \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

- **Vérifications des contraintes :**

La vérification des contraintes est résumée dans le tableau suivant.

Tableau III-15 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

Positions	M(kn.m)	A(cm ²)	Y (m)	I(m ⁴)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$		Observations
Travée	18,31	5,65	0,040	$1,06.10^{-4}$	6,90	15	Vérifiée
Appuis	-10,77	3,93	0,035	$7,93.10^{-5}$	4,75	15	Vérifiée

- **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{3}{80} \Rightarrow 0,041 > 0,03 \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{20 \times M_0} \Rightarrow 0,041 > 4,25.10^{-5} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\frac{At}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Rightarrow At \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} = \frac{2 \times 100 \times 14}{400} = 7 \text{ cm}^2$$

$$At = 5,65 \text{ cm}^2 < 7 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifier)}$$

$$l < 8 \text{ m} \Rightarrow 3,9 \text{ m} < 8 \text{ m} \text{ (condition vérifiée)}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Schémas de ferrailage de l'escalier (2)**

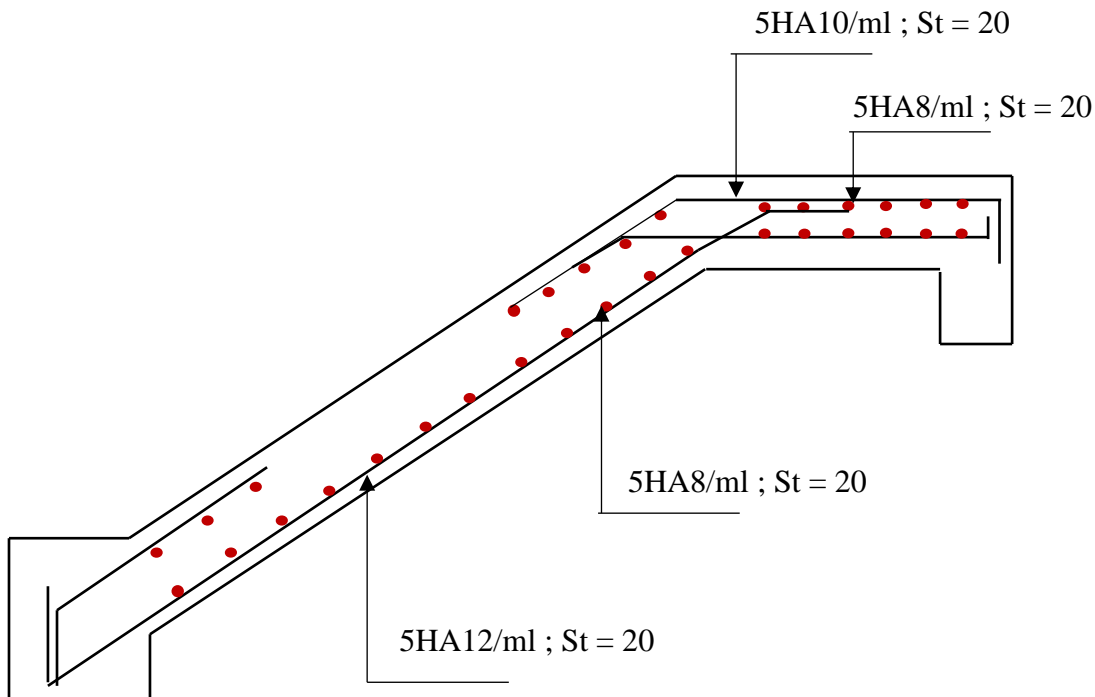


Figure III-10: Schémas de ferrailage de l'escalier 2

III.5 Études de la poutre palière

La poutre palière est considérée comme partiellement encastrée sur ces deux extrémités, soumise aux sollicitations dues à son poids propre et aussi à la charge qui lui revient des escaliers (la réaction venant de l'escaliers). Elle est sollicitée à la flexion simple et à la torsion.

- **Dimensionnement de la poutre palière :**

D'après le critère de résistance définit par le **BAEL91**.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{300}{15} = 20 \leq h \leq \frac{300}{10} = 30$$

Exigence minimale de coffrage selon le **RPA2024**.

$$b \geq 25 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{En Zone VI} \Rightarrow b = 35 \text{ cm et } h = 35 \text{ cm}$$

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

- **Calculs des sollicitations**

$$\text{Poids propre : } G_0 = 25 * 0,35 * 0,35 = 3,06 \text{ kn/m}$$

$$\text{Poids du mur : } G_{\text{mur}} = 2,76 * (3,74 - 0,3) = 9,5 \text{ kn/m}$$

$$\text{Charge transmise par la paillasse : } RB^{\text{ELU}} = 65,33 \text{ kn ; } RB^{\text{ELS}} = 47,39 \text{ kn}$$

Combinaisons :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 * G + RB^{\text{ELU}} = 82,28 \text{ kn/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + RB^{\text{ELS}} = 77,89 \text{ kn/m}$$

Moments :

$$\text{En travée : } M_{t_u} = \frac{q_u \times l^2}{24} \times 0,85 = \frac{82,28 \times 3,3^2}{24} \times 0,85 = 31,73 \text{ kn.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{a_u} = \frac{q_u \times l^2}{12} \times (-0,5) = \frac{82,28 \times 3,3^2}{12} \times (-0,5) = -37,33 \text{ kn.m}$$

Effort tranchant :

$$V = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{82,28 \times 3,3}{2} = 135,76 \text{ kn}$$

- **Ferraillage à L'ELU : Flexion simple**

Les résultats du ferraillage sont résumés dans tableau suivant :

Tableau III-16: Ferrailage de la poutre palière a flexion simple

Positions	M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acal (cm ²)	A ^{BAEL} (cm ²)
Travée	31,73	0,058	0,074	0,320	2,84	1,40
Appuis	-37,33	0,068	0,088	0,318	3,35	1,40

Condition de non-fragilité : En travée : $A_{cal} > A_{BAEL} \Rightarrow A = 2,84 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_{cal} > A_{BAEL} \Rightarrow A = 3,35 \text{ cm}^2$

- **Armature transversale**

Calcul des espacements

$$1) S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 29,7 \text{ cm}$$

$$\phi t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi l\right) \text{ selon le (BAEL91 Art.A.7.2.2)}$$

$$\phi t \leq 10 \text{ mm; donc } A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = 57,42 \text{ cm.}$$

$$3) S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b \times (\tau_u - 0,3k \times f_{t28})} = 34,03 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \quad (\text{RPA2024})$$

Donc, $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{135,76 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,33} = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 > \tau_u = 1,17$$

D'où, pas de risque de cisaillement.

- **Calculs à la torsion**

Moment de torsion : $M_{tors} = M_B = -26,76 \text{ kn.m}$

Avec : M_a , le moment au niveau de l'appui B obtenus lors du calcul de l'escalier.

- **Vérification de la contrainte tangentielle de torsion**

Selon le BAEL91, elle est donnée par la formule suivante.

$$\tau_t = \frac{M_{tors}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{26,76.10^{-3}}{2 \times 500.10^{-4} \times 0,05} = 2,69 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{tot} = \sqrt{\tau_{fs}^2 + \tau_{tors}^2} = \sqrt{1,17^2 + 2,69^2} = 2,93 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{tot} = 2,93 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,3 \text{ Mpa} \quad \text{Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

- **Calcul de ferrailage**

$$\Omega = (b-e) \times (h-e) = 850,88 \text{ cm}^2 \text{ (Aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois.)}$$

$$\text{Avec : } e = \frac{h}{6} = \frac{35}{6} = 5,83 \text{ cm (épaisseur de la parois)}$$

$$U = 2 \times [(b-e) + (h-e)] = 116,68 \text{ cm (périmètre de la section)}$$

- **Armature longitudinale**

$$A_{ltors} = \frac{M_{tors} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{26,76.10^{-3} \times 116,68.10^{-2} \times 1,15}{2 \times 850,88.10^{-4} \times 400} = 5,26 \text{ cm}^2$$

- **Armature transversale de torsion**

$$A_t = \frac{M_{tors} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}, \text{ avec } St = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{26,76.10^{-3} \times 0,15 \times 1,15}{2 \times 850,88.10^{-4} \times 400} = 0,68 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage de la poutre palière :**

Armature longitudinale :

$$\text{En travée : } A = A_{fs} + \frac{A_{tors}}{2} = 2,84 + \frac{5,26}{2} = 5,47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3HA16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A = A_{fs} + \frac{A_{tors}}{2} = 3,35 + \frac{5,26}{2} = 5,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3HA16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

Armature transversale :

$$A = A_{fs} + \frac{A_{tors}}{2} = 2,01 + \frac{0,68}{2} = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres } \emptyset 10 \text{)}$$

- Schémas de ferrailage

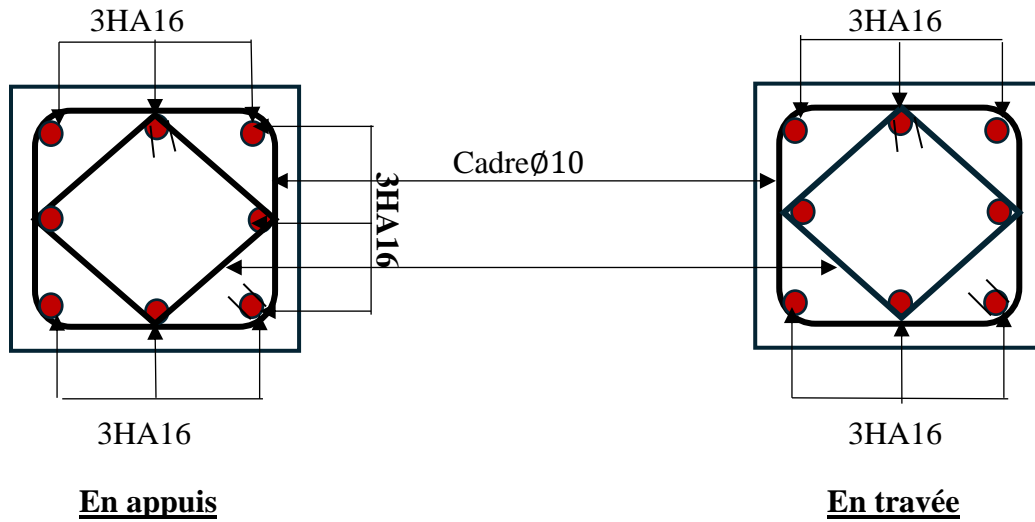


Figure III-11 : Schémas de ferrailage de la poutre palière

III.6 Etude de l'acrotère

Le calcul de l'acrotère se fait :

- En flexion composée.
- La fissuration est considérée préjudiciable.
- Le calcul du ferrailage se fait pour une bande d'un mètre linéaire.

On a: $G = 1,725 \text{ kn/ml}$; $Q = 1 \text{ kn /ml}$

Force sismique: $F_p = (A \cdot I \cdot S) \cdot C_p \cdot \left(1 + \frac{3h_z}{H}\right) \cdot W_p$ (RPA2024)

$A = 0,3$ (coefficient d'accélération de la zone) (zone VI)

$C_p = 0,8$ (facture de force horizontale)

$W_p = 2,44 \text{ kn/ml}$ (poids propres de l'acrotères)

$I = 1$ (coefficient d'importance)

$S = 1,2$ (coefficient de site)

$H = 18,96 \text{ m}$ (Hauteur totale du bâtiment à partir de la base).

$H_z = 0,6 \text{ m}$ (hauteur du niveau k), à partir de la base.

- Calcul des sollicitations :

$N_G = 2,44 \text{ kn/ml} \Rightarrow M_G = 0 \text{ kn.m}$

$Q = 1 \text{ kn/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kn. M}$

Calcul du centre de gravité de la section G (X_G ; Y_G)

$$X_G = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i} = 0,0616 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} = 0,327 \text{ m}.$$

$$F = \max (F_p; F_q)$$

$$F_p = (0,3 \times 1 \times 0,069) \times 0,8 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,6}{18,96}\right) \times 2,44 = 0,770 \text{ KN/ml}.$$

$$F_q = 1 \text{ KN/ml}.$$

$$\text{Donc; } F = \max (0,770; 1) = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_F = F \times Y_G = 0,327 \text{ KN.m}$$

Tableau III-17: Combinaison d'actions de l'acrotère

Sollicitations	Combinaison accidentelle	ELU	ELS
Combinaison de charges	G+Q+E	1,35G+1,5Q	G+Q
N(KN)	2,44	3,29	2,44
M(KN.m)	0,927	0,9	0,6

- **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime**

Remarque : Le calcul de ferrailage se fera sous la combinaison accidentelle (Plus défavorable)

$$e_1 = M/N = 0,273 \text{ m}$$

$$h/6 = 0,1 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6}$ le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N \times e$

La section est soumise à un effort normal de compression, elle doit être justifiée vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on remplace l'excentricité réelle par une excentricité totale de calcul tel que : $e = e_0 + e_a + e_2$.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_0 : excentricité structurale (résultante des contraintes normales avant l'application des excentricités additionnelles)

e_2 : excentricité due aux effets de 2^{ème} ordre, liés à la déformation de la structure

$$e_a = \max (2 \text{ cm}, l/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l f^2}{10^{-4} \times h} \times (2 + \alpha \times \varphi) \quad (\text{BAEL art 4.3.5})$$

Φ : Rapport de déformation due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée

α : Rapport du moment du 1^{er} ordre due aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du 1^{er} ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 \quad (\text{BAEL art 4.3.5})$$

$$l_f = 2l = 1.2\text{m} \Rightarrow e_2 = 0.00864\text{m} \Rightarrow e = 0.273 + 0.02 + 0.00864 = 0.301\text{m}$$

Les sollicitations de calcul sont :

$$N_u = 3.29 \text{ KN} ; M_u = N_u \times e = 3.29 \times 0.301 = 0.990 \text{ kn.m}$$

- **Ferraillage de l'acrotère :**

Le calcul se fait à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictives rapporté au centre de gravité des armatures tendues ; $M_f = M_u + N_u (d - h/2)$.

$$M_f = 0.990 + 3.29(0.07 - 0.1/2) = 1.055 \text{ kn.m}$$

Tableau III-18: Ferraillage de l'acrotère

Mf (KN.m)	μ_{bu}	α	z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _s (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)
1,055	0,015	0,018	0,069	0,44	0,34	0,84

$A_s = 0.34 < A_{min} = 0.84$, donc on ferraille avec A_{min} .

Choix des barres : 4HA8 = 2,01 cm²/ml

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{choisi}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_r = 3\text{HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Espacement :

$$\text{Armature principale } St \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Armature de répartition } St \leq \frac{60}{3} = 20 \text{ cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

- **Vérification la contrainte de cisaillement**

L'acrotère est exposé au intempéries (fissuration nuisible).

A l'ELU :

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07} = 0.02 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma b}; 5\text{Mpa}\right) = 1,45 \text{ Mpa}$$

$\bar{\tau}_u = 1,45 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,02 \text{ Mpa}$ donc pas de risque de cisaillement.

A l'ELA :

$$V_A = F_p + Q = 1,770 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{1,770 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} = 0,025 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma b}; 5\text{Mpa}\right) = 1,45 \text{ Mpa}$$

$\bar{\tau}_u = 1,45 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,025 \text{ Mpa}$ donc pas de risque de cisaillement.

- **Vérification de l'adhérence**

$$\xi_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d} \times \sum \mu_i \text{ Avec } \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

$$\xi_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d} = \frac{1,770 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 0,07} = 0,028 \text{ Mpa}$$

$$\xi_{se} = 0,028 < \bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,82 \text{ Mpa}$$
 pas de risque par rapport à l'adhérence.

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d-y)}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

Calcul de y (y = y_c + c)

$$N(\text{compression}) ; c = e_G - \frac{h}{2} = 0,273 - 0,03 = -0,027 \text{ m avec } C < 0 \text{ et } y_c > 0$$

$$Yc^3 + PY_c + q = 0$$

$$\text{Avec : } P = -3C^2 - 90 \frac{A'}{b} \times (c-d') + 90 \frac{A}{b} \times (d-c) \Rightarrow P = -4,32 \cdot 10^{-4}$$

$$q = -2C^3 - 90 \frac{A'}{b} \times (c-d')^2 - 90 \frac{A}{b} \times (d-c)^2 \Rightarrow q = -1,30 \cdot 10^{-4}$$

$$Yc^3 + (-4,32 \cdot 10^{-4}) Yc - 1,30 \cdot 10^{-4} = 0$$

$$Yc = 0,053 \text{ m}$$

$$Y = 0,053 - 0,027 = 0,026 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 + 15 A' (y-d') - 15 A (d-y)$$

$$\mu_t = 2,0534 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2,44 \cdot 10^{-3}}{2,0534 \cdot 10^{-4}} \times 0,026 = 0,31 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{2,44 \cdot 10^{-3} \times (0,07 - 0,026)}{2,0534 \cdot 10^{-4}} = 7,84 \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

Pas de risque de fissuration du béton.

- Schémas de ferrailage de l'acrotère

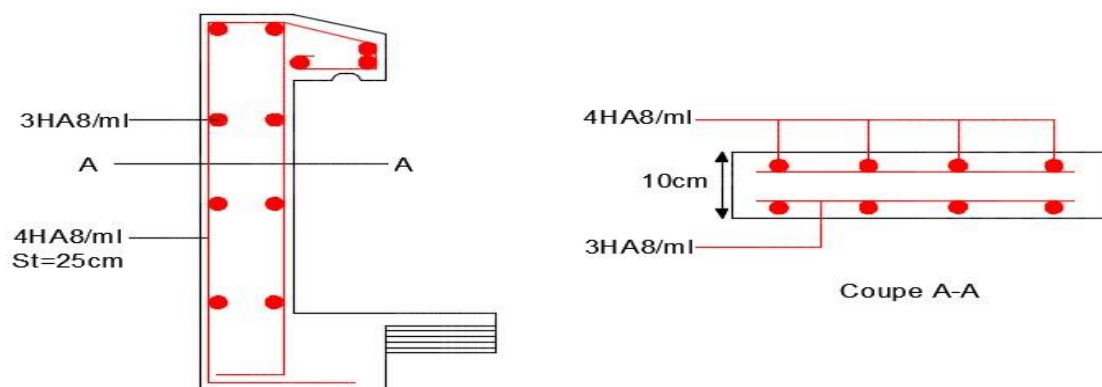


Figure III-12: Schémas de ferrailage de l'acrotère

CONCLUSION

L'objectif de ce chapitre est de déterminer les sections d'acier nécessaires pour que les éléments secondaires puissent supporter efficacement les charges qui leurs sont attribuées. Cette analyse est cruciale afin d'assurer que chaque élément remplit sa fonction en respectant les normes de sécurité et de performance. En définissant les dimensions appropriées des sections d'acier, la stabilité et la durabilité de l'ensemble de la structure.

CHAPITRE IV

ÉTUDE

DYNAMIQUE

IV.1 Introduction

La région nord de l'Algérie est sujette à de violents tremblements de terre. À ce titre, il est important de noter qu'au cours de la dernière décennie, pas moins de trois séismes d'une magnitude supérieure ou égale à **5,5** sur l'échelle de Richter ont été enregistrés selon le **CRAAG** (Centre de recherche en Astronomie Astrophysique et Géophysique). Ces secousses ont affecté aussi bien les zones centrales que celles de l'ouest du pays, entraînant des dégâts matériels considérables, notamment des effondrements de constructions, et ont coûté la vie à de nombreuses personnes.

Ce chapitre vise à établir un modèle de structure qui respecte les normes et critères de sécurité fixés par le **RPA2024**. La modélisation a été réalisée à l'aide du logiciel **ETABS 2016**, un outil spécialisé dans le calcul automatique des structures.

IV.2 Modélisation

La modélisation consiste à convertir un problème réel lié à la physique, qui possède une infinité de degrés de liberté, en un modèle avec un nombre fini de degrés de liberté. Ce modèle doit représenter le phénomène étudié de la manière la plus fiable possible, c'est-à-dire qu'il doit refléter avec précision le comportement et les paramètres du système d'origine, tels que la masse, la rigidité et l'amortissement.

IV.3 Modélisation de rigidité

La modélisation des composants de contreventement (rigidité) est réalisée de la manière suivante :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été réalisé par un élément linéaire type cadre (Frame) à deux nœuds, chaque nœud possède **six (6) degrés de liberté** (trois translations et trois rotation).
- Les poutres se situent entre deux nœuds d'un même niveau (**niveau i**).
- Les poteaux entre deux nœuds de niveau différents (**niveau i et i+1**)
- Chaque voile est représenté par un élément surfacique type coque (Shell) à quatre nœuds.
- Une contrainte de type (Diaphragm) est assignée à tous les planchers, ce qui équivaut à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds à la base du bâtiment sont encastres, avec six degrés de liberté bloqués

IV.4 Modélisation de masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA2024** avec $(\beta = 0,3)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, les poutres ainsi que les voiles est égale à **25 kN/m³**.

IV.5 Choix de la méthode de calcul

Selon les règles parasismiques algériennes, il existe trois méthodes de calcul des sollicitations.

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Le bâtiment n'est ni régulier en plan, ni en élévation et il est situé dans la zone **VI** avec une hauteur supérieure à **17 m**. Par conséquent, il ne respecte pas les conditions d'applications de la méthode statique équivalente. Donc la méthode applicable dans ce contexte est la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.5.1 Présentation de la méthode modale spectrale

Dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponses de calculs, ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de structure.

IV.5.2 Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale, V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales, selon la formule déterminée par la méthode statique équivalente.

$$V = \lambda \times \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \times w \quad (\text{RPA2024}).$$

Avec :

- λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0,85, & \text{si : } T_0 \leq (2T_2), \text{ et si le bâtiment a plus de deux niveaux} \\ 1, & \text{autre} \end{cases}$$

- $\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0
 - W = poids sismique totale du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i , calculé à chaque niveau (i).
 - $W = \sum_{i=1}^n W_i$, étant le nombre de niveaux
- Où :
- $W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$, pour tout niveau i de la structure
 - W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
 - W_{Qi} : Charges d'exploitation.
 - ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné au **Tableau 4.2 (RPA2024)**.

$\psi = 0,3$ Pour les bâtiments à usage d'habitation.

IV.6 Spectre de réponse de calcul horizontale

Pour éviter une analyse de structure non linéaire explicite lors des calculs, la capacité d'une structure à dissiper l'énergie, essentiellement par son comportement ductile, est prise en compte en effectuant une analyse élastique basée sur un spectre de réponse réduit par rapport à celui élastique, appelé spectre de calcul. Cette réduction est réalisée par l'introduction d'un facteur de réduction des forces élastiques, dénommé coefficient de comportement de la structure, R , ainsi que d'un facteur de pénalité dénommé facteur de qualité, Q_F

L'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} \text{A.I.S. } \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{Si : } 0 \leq T < T_1 \\ \text{A.I.S. } \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{Si : } T_1 \leq T < T_2 \\ \text{A.I.S. } \left[2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{Si : } T_2 \leq T < T_3 \\ \text{A.I.S. } \left[2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{Si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Remarque : $A_v.I.g = 0,27 > 0,25g$ (Zone VI)

Donc les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être pris en compte selon le RPA 2024 (Art.5.2.2).

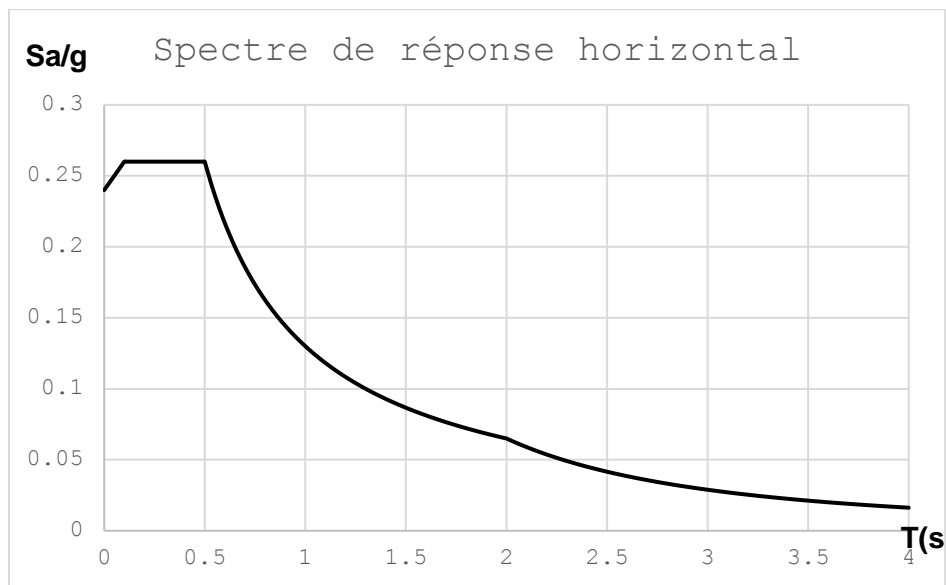


Figure IV-1: Spectre de calcul horizontale

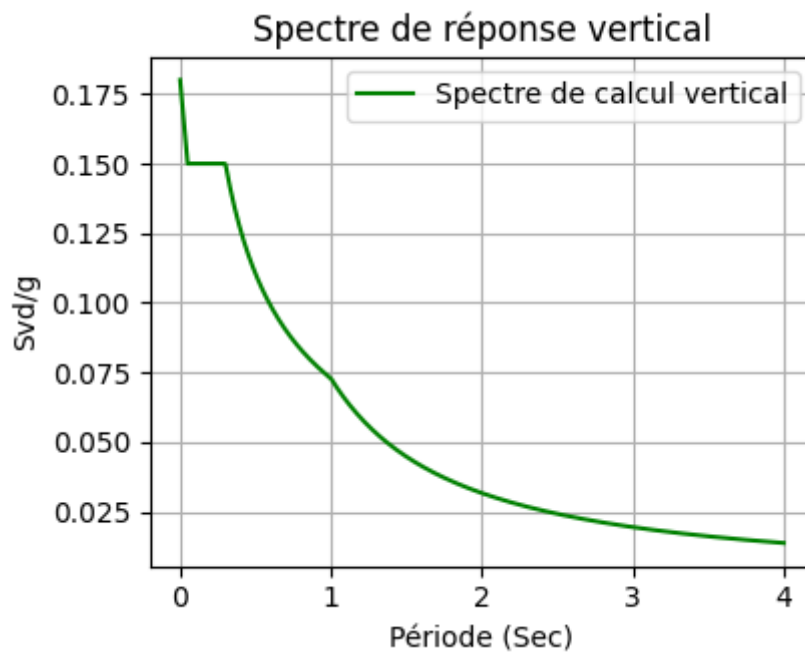


Figure IV-2 : Spectre de calcul vertical

Avec :

- $\frac{S_{ad}}{g}$ (T) : spectre de réponse élastique normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur, g.
- T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté.
- A : coefficient d'accélération de calcul pour un sol de classe S1 pour la période de retour de non-effondrement $T_r=475$ ans.
- T1 : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.
- T2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.
- T3 : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant.
- I : coefficient d'importance.
- S : coefficient de site.
- η : coefficient de correction de l'amortissement.

Les valeurs des périodes T1 et T2 et du coefficient de site, S, qui décrivent la forme du spectre de réponse élastique dépendent du niveau de sismicité et de la classe de sol.

Estimation de la période fondamentale de la structure

La période fondamentale de la structure peut être évaluée de diverses manières :

La valeur de la période fondamentale (T0) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

Avec :

- T empirique = $CT \cdot (hN)^{3/4}$
- T empirique [unité en s] : période fondamentale
- hN [unité en m] : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- CT : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par **Tableau. (4.3). (RPA2024)**.

$$T_{\text{empirique}} = 0.050 \times (25.84)^{3/4} = 0.573 \text{ s}$$

$$T_{\text{calcul}} = 0,529 \text{ s}$$

IV.7 Vérification de la période

Les valeurs de (**T0**), calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques, ne doivent pas dépasser de plus de 30% celle estimée à partir de la formule empirique (**RPA2024**).

La valeur à utiliser, dans la méthode statique équivalente, est alors égale à : $T_{max} = 1.3 T_{empirique}$.

$$1.3 T_{empirique} = 1.3 \times 0.573 = 0.744s.$$

Sens x-x

$$T_{calcul} < 1.3 T_{empirique} \Rightarrow T_{0x} = T_{calcul} = 0.498 s$$

Sens y-y

$$T_{calcul} < 1.3 T_{empirique} \Rightarrow T_{0y} = T_{calcul} = 0.529s$$

❖ Facture de qualité

Le facteur de qualité, Q_F , tient compte de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure
- La régularité en plan et en élévation

La valeur de Q_F est déterminée par :

$$Q_F = 1 + \sum_{i=1}^n P_q$$

Où :

- P_q est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au cas par cas dans le **Tableau (3.18) (RPA2024)**.
- I est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

Tableau IV-1: Valeur des pondération P_q

Catégorie	Critère,q	Pq			
		Observations		Pénalités	
		Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy
(b)	Régularité en plan	Non	Non	0,05	0,05
	Régularité en élévation	Non	Non	0.20	0,20
	Redondance en plan	Non	Non	0,05	0,05

$$Q_x = 1,3$$

$$Q_y = 1,3$$

On a: $W = 31275.208 \text{ KN (ETABS)}$

A	I	S	R	Q_F	ξ	T_1	T_2	T_3	λ
0,3	1	1,2	4,5	1,3	10%	0,10	0,50	2	0,85

Sens x

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = A.I.S. \left[2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] = 0,3 \times 1 \times 1,2 \left[2,5 \cdot \frac{1,3}{4,5} \right] \cdot \left[\frac{0,5}{0,498} \right] = 0,261$$

$$\Rightarrow V_x = 0,85 \times 0,261 \times 31275.208 = 6938,40 \text{ KN}$$

Sens y

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = A.I.S. \left[2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] = 0,3 \times 1 \times 1,2 \left[2,5 \cdot \frac{1,3}{4,5} \right] \cdot \left[\frac{0,5}{0,529} \right] = 0,245$$

$$\Rightarrow V_y = 0,85 \times 0,245 \times 31275.208 = 6513,10 \text{ KN}$$

IV.8 Disposition des voiles

Les figures ci-dessous montre la disposition des voiles qui est adopté.

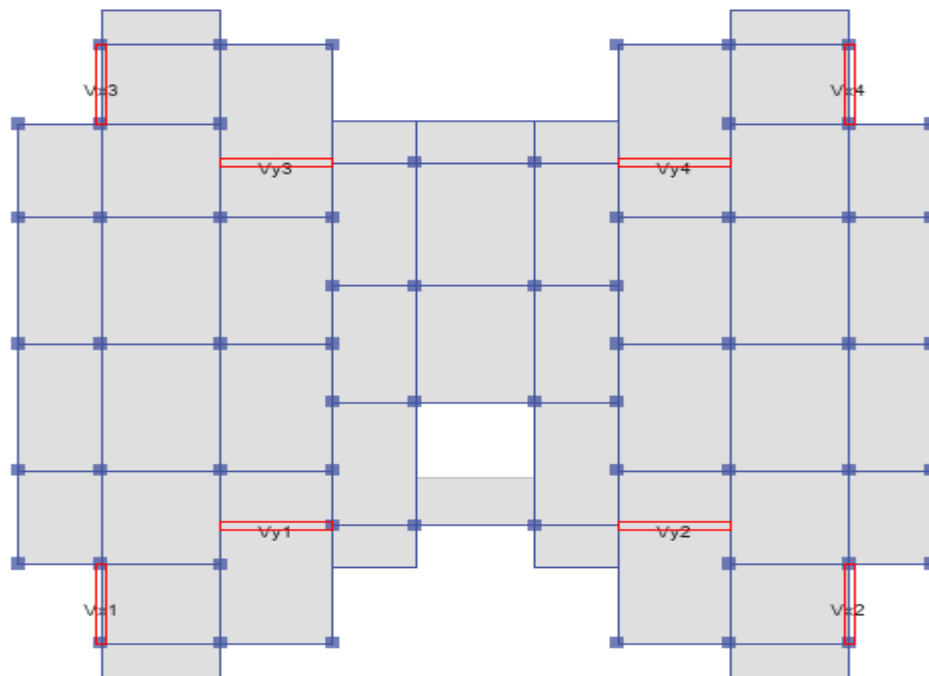


Figure IV-3 : Vue en plan de la Disposition des voiles

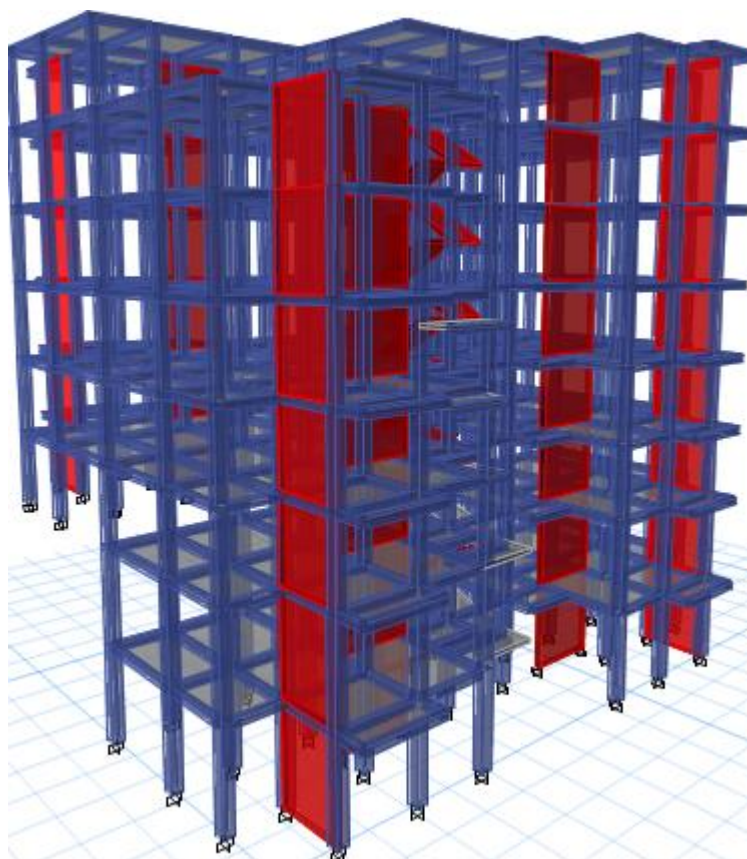


Figure IV-4 : Vue en 3D de la disposition des voiles

IV.9 Résultats obtenus

IV.9.1 Périodes de vibration et taux participation massique

D'après le (RPA2024 Art 4.3.4) les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que la somme de masses modales effectives pour les modes retenus, soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.

Le coefficient de participation massique correspondant au ième mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme des coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbé par le bâtiment.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-2 : Période de vibration et taux de participation modale

Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	Sum RZ
Mode	1	0.529	0.00002445	0.5712	0.00002445	0.5712	0	0.024
Mode	2	0.498	0.628	0.00003836	0.6281	0.5713	0	0.032
Mode	3	0.448	0.0042	0.0221	0.6322	0.5934	0	0.6116
Mode	4	0.14	0.1934	0.0027	0.8256	0.5961	0	0.6216
Mode	5	0.133	0.0029	0.1998	0.8285	0.7958	0	0.6224
Mode	6	0.112	0.0013	0.0013	0.8298	0.7972	0	0.8236
Mode	7	0.075	0.1205	0.0001	0.9503	0.7973	0	0.8306
Mode	8	0.069	0.0003	0.1687	0.9506	0.966	0	0.8307

D'après les résultats, le taux de participation modale suivant les deux sens (x et y) atteint **90%** à partir du **8^{ème} mode**.

Mode1 : Translations suivant (y-y) avec un taux de participation modale de **57,12%**

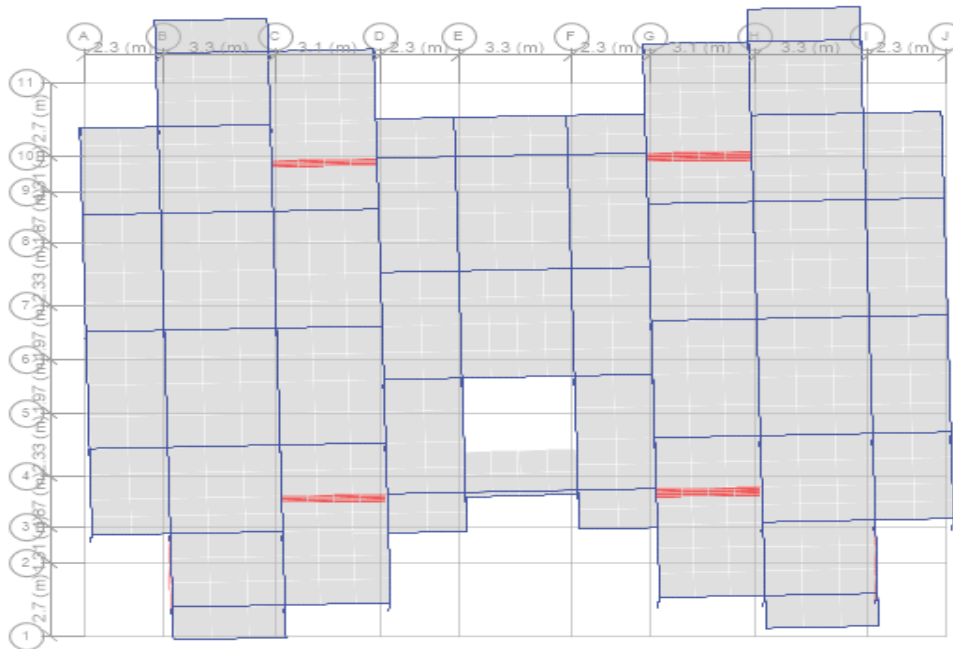


Figure IV-5 : Translation suivant l'axe Y

Mode 2 : Translation suivant (x-x) avec un taux de participation modale de **62,8%**.

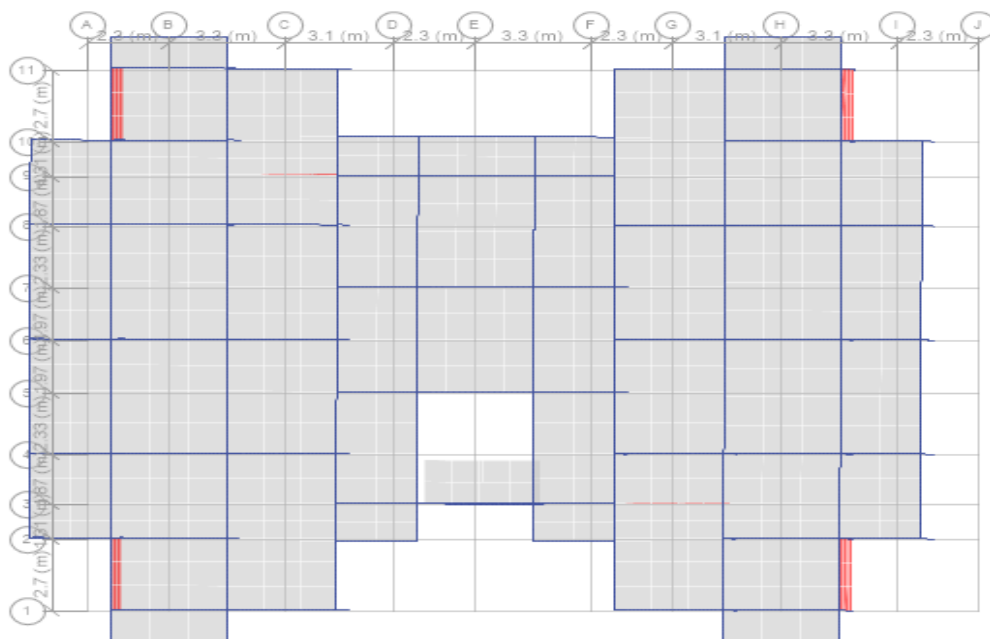


Figure IV-6 : Mode (2) translation suivant l'axe X

Mode 3 : Torsion autour de l'axe Z

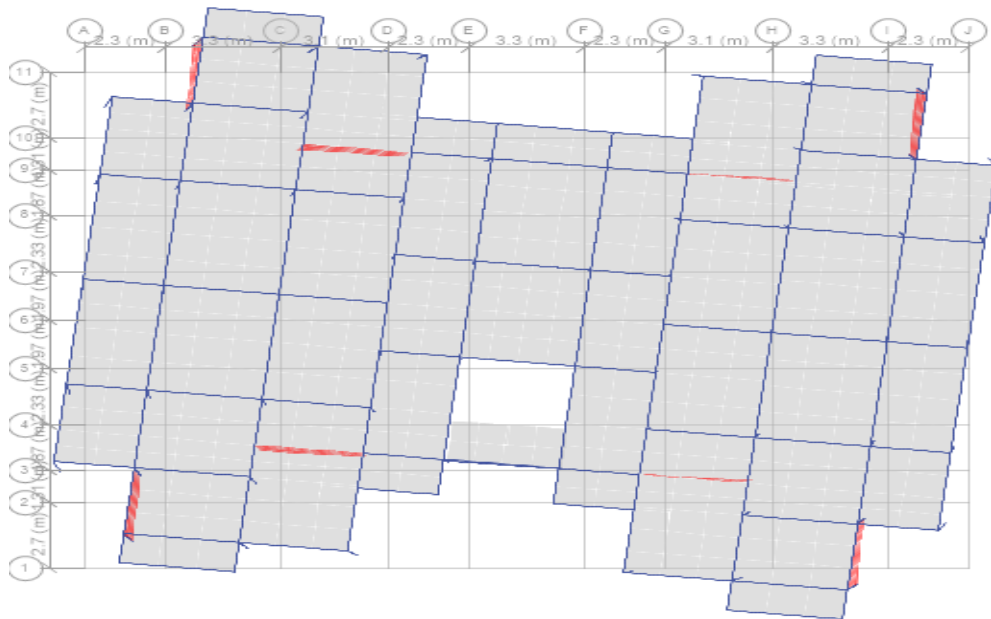


Figure IV-7 : Mode (3) torsion autour de l'axe Z

IV.10 Vérification de la résultante de la force sismique

Selon RPA2024 Art 4.3.5_page 84, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st}.

Dans le cas où l'effort tranchant à la base n'est pas vérifié, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de « $0.8 \frac{V_{sta}}{V_{dy}}$ ».

Tableau IV-3 : Vérification de la résultante de la force sismique à la base

Force sismique	V _{dy} (KN)	V _{st} (KN)	0,8 V _{st} (KN)	Vérifications
Sens x-x	5331.420	6938,40	5550,72	Non vérifiée
Sens y-y	4780.7351	6513,10	5210,48	Non vérifiée

Remarque : La vérification de de la résultante de la force sismique (V_{dyn}) à la base n'est pas vérifier dans les deux sens. Dans ce cas, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de « $0.8 \frac{V_{sta}}{V_{dy}}$ ».

Sens x : $0.8 \frac{V_{sta}}{V_{dy}} = 1,04$

Sens y : $0.8 \frac{V_{sta}}{V_{dy}} = 1,09$

IV.11 Justification du système de contreventement

Le système de contreventement sera pris comme « Système de contreventement constitue par des voiles », **R = 4,5** à condition de vérifier que :

- La résistance à l'effort tranchant, à la base du bâtiment, dépasse **65%** de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

Pour ce système de contreventement, il n'y a pas de limitation, en hauteur, du bâtiment.

Tableau IV-4 : Justification du système de contreventement

Élément	Cas de charge	Effort tranchant (KN)	Pourcentage %
Voiles	EX	5390.6868	82,24 %
Portiques		1164.0635	17,76 %
Totale STR		6554,75	100 %
Voiles	EY	6560.5992	82,34 %
Portiques		1406.9831	17,66 %
Totale STR		7724.6627	100 %

IV.12 Vérifications des résultats vis-à-vis des exigences du RPA2024

IV.12.1 Vérification des déplacements

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser les limites, $\bar{\Delta}$, données dans le **tableau 5.2 (RPA2024)**. Le déplacement horizontal, à chaque niveau « k », de la structure est calculé selon l'équation suivante :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \times \delta_{ek}$$

OÙ :

- δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).
- R : Coefficient de comportement.
- Q_F : Coefficient de qualité.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 », est égale a :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

❖ **Vérification suivant x-x**

Niveaux	Hauteurs	Cas de charge	δ_{ek}	(R)/QF	δ_k	Δk	1,5%hk	Vérifications
			mm		mm	mm	mm	
8	3,06	Ex-Max	24.435	3.46	84.5451	15.69802	45.9	Vérifiée
7	3,06	Ex-Max	19.898	3.46	68.84708	15.4662	45.9	Vérifiée
6	3,06	Ex-Max	15.428	3.46	53.38088	15.62536	45.9	Vérifiée
5	3,06	Ex-Max	10.912	3.46	37.75552	15.02332	45.9	Vérifiée
4	3,06	Ex-Max	6.57	3.46	22.7322	12.4733	45.9	Vérifiée
3	3,06	Ex-Max	2.965	3.46	10.2589	5.25228	45.9	Vérifiée
2	3,74	Ex-Max	1.447	3.46	5.00662	3.76448	56.1	Vérifiée
1	3,74	Ex-Max	0.359	3.46	1.24214	1.24214	56.1	Vérifiée

Tableau IV-5 : Vérification des déplacements relatifs dans le sens x

❖ Vérification suivant y-y

Niveaux	Hauteurs	Cas de charge	δ_{ek}	(R)/QF	δ_k	Δk	1,5%hk	Vérification
			mm		mm	mm	mm	
8	3,06	Ey-Max	27.236	3.46	94.23656	22.2824	45.9	Vérifiée
7	3,06	Ex-Max	20.796	3.46	71.95416	18.07158	45.9	Vérifiée
6	3,06	Ex-Max	15.573	3.46	53.88258	17.56642	45.9	Vérifiée
5	3,06	Ex-Max	10.496	3.46	36.31616	15.87102	45.9	Vérifiée
4	3,06	Ex-Max	5.909	3.46	20.44514	12.32106	45.9	Vérifiée
3	3,06	Ex-Max	2.348	3.46	8.12408	5.52908	45.9	Vérifiée
2	3,74	Ex-Max	0.75	3.46	2.595	1.9203	56.1	Vérifiée
1	3,74	Ex-Max	0.195	3.46	0.6747	0.6747	56.1	Vérifiée

Tableau IV-6 : Vérifications des déplacements relatifs dans le sens y-y

IV.13 Justification de limitation des dommages

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, ne devraient pas dépasser les limites suivantes :

$$V_A \times \Delta k \leq 0,005h_k \text{ (RPA 2024)}$$

❖ Justification de limitation des dommages suivant x-x

Tableau IV-7 : Vérification de la limitation des dommages dans le sens x-x

Niveaux	Hauteurs (mm)	VA	Δk	$VA * \Delta k$	$0,0075\% h_k$	$VA \Delta k \leq 0,0075 h_k$
8	3060	0.5	15.69802	7.84901	22.95	Vérifiée
7	3060	0.5	15.4662	7.7331	22.95	Vérifiée
6	3060	0.5	15.62536	7.81268	22.95	Vérifiée
5	3060	0.5	15.02332	7.51166	22.95	Vérifiée
4	3060	0.5	12.4733	6.23665	22.95	Vérifiée
3	3060	0.5	5.25228	2.62614	22.95	Vérifiée
2	3740	0.5	3.76448	1.88224	28.05	Vérifiée
1	3740	0.5	1.24214	0.62107	28.05	Vérifiée

❖ **Justification de limitation des dommages suivant y-y**

Tableau IV-8: Vérification de la limitation des dommages dans le sens y-y

Niveaux	Hauteurs (mm)	VA	Δk	$VA * \Delta k$	$0,0075\% h_k$	$VA \Delta k \leq 0,0075 h_k$
8	3060	0.5	22.2824	11.1412	22.95	Vérifiée
7	3060	0.5	18.07158	9.03579	22.95	Vérifiée
6	3060	0.5	17.56642	8.78321	22.95	Vérifiée
5	3060	0.5	15.87102	7.93551	22.95	Vérifiée
4	3060	0.5	12.32106	6.16053	22.95	Vérifiée
3	3060	0.5	5.52908	2.76454	22.95	Vérifiée
2	3740	0.5	1.9203	0.96015	28.05	Vérifiée
1	3740	0.5	0.6747	0.33735	28.05	Vérifiée

IV.14 Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme. Le **RPA (2024) Art 7.4.3** exige vérifier l'effort normal compression de calcul qui est par la condition suivante : $v = \frac{N_d}{B \times f_{cj}} \leq 0.35$.

Avec :

- B : l'aire brute du poteau.
- N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous combinaison sismique (pris en valeur absolue).

Tableau IV-9: Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Combinaison	Nd	B	F _{c28}	Nd/B×F _{c28} ≤ 0,35	Vérification
8	G + 0.3Q +E1 Min	161.7683 .10 ⁻³	0.09	25	0.072	Vérifiée
7	G + 0.3Q +E1 Min	289.2226.10 ⁻³	0.09	25	0.128	Vérifiée
6	G + 0.3Q +E1 Min	445.7085.10 ⁻³	0.12	25	0.148	Vérifiée
5	G + 0.3Q +E1 Min	612.3007.10 ⁻³	0.12	25	0.204	Vérifiée
4	G + 0.3Q +E1 Min	864.3288.10 ⁻³	0.16	25	0.216	Vérifiée
3	G + 0.3Q +E1 Min	1046.6098 .10 ⁻³	0.16	25	0.261	Vérifiée
2	G + 0.3Q +E1 Min	1167.1978.10 ⁻³	0.2	25	0.233	Vérifiée
1	G + 0.3Q +E1 Min	1269.3412.10 ⁻³	0.2	25	0.253	Vérifiée

IV.15 Justification Vis-à-vis de l'effet P-Δ

Conformément à l'article 5.9 DTR BC 2.48. $\theta = \frac{p_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$.

Avec :

- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
- h_k : hauteur du niveau « k ».
- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

$$P_k = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi \cdot Q_i)$$

❖ Justification de l'effet p-Δ dans le sens X

Tableau IV-10: Justification de l'effet p-Δ dans le sens X

Niveaux	H _k (mm)	P _k (KN)	Δ _k (mm)	V _k (KN)	θ	$\frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$
8	3060	3747.7831	15.69802	1541.9379	0.012469	Vérifiée
7	3060	8044.682	15.4662	2834.2131	0.0143463	Vérifiée
6	3060	12364.156	15.62536	3796.3582	0.0166305	Vérifiée
5	3060	16683.186	15.02332	4526.8949	0.0180935	Vérifiée
4	3060	21167.932	12.4733	5030.433	0.0171527	Vérifiée
3	3060	25652.678	5.25228	5318.0211	0.0082796	Vérifiée
2	3740	18511.744	3.76448	413.3329	0.0450797	Vérifiées
1	3740	21321.289	1.24214	678.3328	0.0104393	Vérifiées

❖ Justification de l'effet p-Δ dans le sens Y

Tableau IV-11: Justification de l'effet p-Δ dans le sens Y

Niveaux	H _k (mm)	P _k (KN)	Δ _k (mm)	V _k (KN)	θ	$\frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$
8	3060	3747.7831	22.2824	1571.2979	0.0173683	Vérifiée
7	3060	8044.682	18.07158	2719.3017	0.0174713	Vérifiée
6	3060	12364.156	17.56642	3566.3004	0.0199025	Vérifiée
5	3060	16683.186	15.87102	4220.1542	0.0205038	Vérifiée
4	3060	21167.932	12.32106	4673.3588	0.0182379	Vérifiée
3	3060	25652.678	5.52908	4946.021	0.0093715	Vérifiée
2	3740	18511.744	1.9203	978.8701	0.00971	Vérifiées
1	3740	21321.289	0.6747	1146.8008	0.003354	Vérifiées

$\theta_k < 0,1$, donc les effets **P-Δ** peuvent être pris en compte de manière approchée en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastiques du 1^o ordre par la factrice $(\frac{1}{1-\theta_k})$.

IV.16 Conclusion

La modélisation de la structure, réalisée à l'aide du logiciel **ETABS2016**, a permis d'effectuer un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de simplifier les calculs, d'obtenir une approche plus réaliste et de réaliser un gain de temps considérable dans l'analyse structurelle. Pour cet ouvrage, après avoir évalué plusieurs configurations, celle qui a été retenue satisfait toutes les exigences du **RPA2024**, notamment en ce qui concerne la période de vibration, l'interaction, le taux de participation massique, l'effet **P-Δ** et l'effort normal réduit.

CHAPITRE V

ETUDES

DES

ELÉMENTS

STRUCTURAUX

VII.1 Introduction

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armé et bien disposé pour qu'ils puissent reprendre tous genre de sollicitations.

VII.2 Etudes des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferraillements se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{max} \rightarrow N_{corr}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{max} \rightarrow M_{corr}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{min} \rightarrow M_{corr}$)

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+\psi Q+E_1$ RPA2024 (Article 5.2.1)
- $G+\psi Q+E_2$
- $G + \psi Q \pm E_3$
- $G + \psi Q \pm E_4$
- $G + \psi Q \pm E_5$

Avec :

- $E_1 = \pm E_x \pm 0,3E_y$
- $E_2 = \pm 0,3E_x \pm E_y$
- $E_3 = \pm E_x \pm 0,3E_y \pm 0,3E_z$
- $E_4 = \pm 0,3E_x \pm E_y \pm 0,3E_z$
- $E_5 = \pm 0,3E_x \pm E_y \pm E_z$

Dans le cas de cette structure, il existe quatre types de poteaux à étudier

Entre sole 1 ; entre sole2 : $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$

RDC ; 1ere étages : $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$

2, 3ème étages : $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

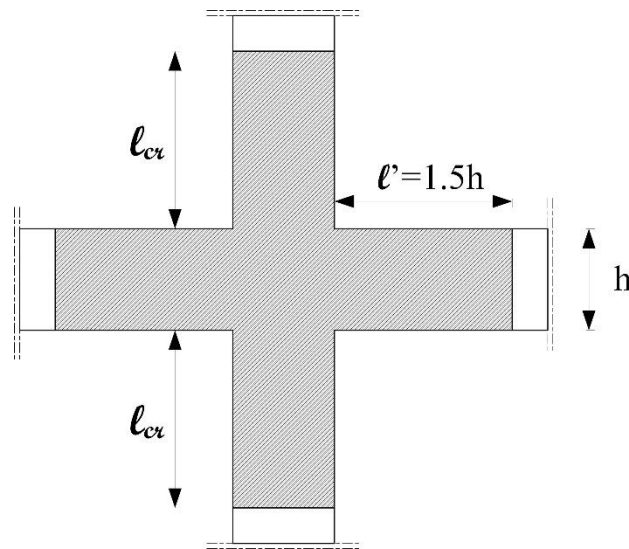
4, 5ème étages : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

VII.3 Recommandations du RPA2024

➤ Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal sera de : 1% de la section du poteau en **zone VI**
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % de la section du poteau en zone courante.
 - 8 % de la section du poteau en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est $l_r = 60\phi$ en **zone VI**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
15cm en zone VI.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V-1) :



Les valeurs
armatures
relatives aux
RPA2024 sont
tableau ci-dessous :

Figure VII-1: Détail de la zone nodale

numériques des
longitudinales
prescriptions du
illustrées dans le

Tableau VII-1 : Armatures longitudinale minimales et maximales dans les poteaux (RPA2024)

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	Amin (cm2)	Amax (cm2) zone courante	Amax (cm ²) zone de recouvrement
Entre sol1, entre sol2	45× 45	20,25	81	162
RDC ,1 ^{er} étage	40×40	16	64	128
2 ^{ème} ,3 ^{ème} étages	35×35	12,25	49	98
4 ^{ème} ,5 ^{ème} étages	30×30	9	36	72

➤ Armature transversale

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{(\rho_a \times V_u)}{(h_c \times f_e)}$$

Avec :

- A_t : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale
- V_u : effort tranchant de calcul
- h_1 : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant ; il est pris égal à 2.50, si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5, et égal à 3.75, dans le cas contraire.
- t : espacement des armatures transversales.

Par ailleurs, la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale (zone critique) :

$$t \leq \min(b_0/3, 10\text{cm}, 6\phi_l) : \text{en zone VI}$$

- Dans la zone courante :

$$t' \leq \text{Min} (b_c/2 ; h_c/2 ; 10\phi_l) : \text{en zones VI}$$

Avec :

b_0 : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement).
 ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ **La quantité d'armatures transversales minimale** $\frac{A_t}{t \times b_c}$ en % est donnée suit :

- 0.3% si : $\lambda_g \geq 5$
- 0.8% si : $\lambda_g \leq 3$
- Interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes si : $3 < \lambda_g < 5$

Où : λ_g est l'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{h_c} \text{ ou } \frac{l_f}{b_c} \right)$$

Avec :

h_c et b_c : dimensions de la section droite du poteau, dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°**, ayant une longueur droite de (10 ϕ_t) minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (**ϕ cheminées > 12cm**) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

VII.4 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel **ETABS 2016** qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-2 : Sollicitation dans les poteaux

Niveaux	Nmax→Mcorr		Nmin→ Mcorr		Mmax→Ncorr		Vmax
Entre sol 1, 2	1269.3412	-10.6434	-67.8087	17.8342	44.7614	294.1834	36.2195
	G+0,3Q+E1min		G+0,3Q+E1max		G+0,3Q+E1max		G+0,3Q+E3max
RDC, étage 1	1046.6098	-28.9182	-149.4751	68.0732	107.8044	175.162	114.367
	G+0,3Q+E1min		G+0,3Q+E1max		G+0,3Q+E3max		G+0,3Q+E3max
2^{ème} et 3^{ème} étage	612.3007	-54.8878	-102.831	43.1323	-101.4474	445.7085	113.258
	G+0,3Q+E1min		G+0,3Q+E3max		G+0,3Q+E1min		G+0,3Q+E3max
4^{ème} et 5^{ème} étage	296.2076	-6.4219	-37.4407	32.3393	-76.6077	136.4698	81.1374
	ELU		G+0,3Q+E3max		G+0,3Q+E1min		G+0,3Q+E3min

➤ Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Les données : $\gamma_s = 1$, $\gamma_b = 1,20$ (Situation accidentelle).

1^{er} cas : $N_{max} = 1269.3412 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = -10.6434 \text{ KN}$

$b = 45 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$; $d = 43 \text{ cm}$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{10,6434}{1269,3412} = 8,38 \cdot 10^{-3} < \frac{h}{2} = 0,225 \text{ m}$$

⇒ Le centre de pression (point d'application de la force est à l'intérieur de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton.

On vérifie la condition suivante :

$$N_u (d-d') - M_{ua} \leq (0,337h - 0,81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,2} = 17,71 \text{ MPa}$$

$$M_{ua} = M_{UG} + N_u \times (d-h/2) = 0,232 \text{ Mn/m}$$

$$\Rightarrow 1269,3412 \cdot 10^{-3} \times (0,40 - 0,05) - 0,232 = 0,212 \leq 0,398$$

Donc la section est partiellement comprimée, le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} .

On a : $M_{ua} = 0,276 \text{ Mn/m}$, $f_{st} = 400 \text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,232}{0,45 \times 0,40^2 \times 17,71} = 0,181$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,379$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \epsilon_l} = 0,636$$

$$\epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 2,10^{-3}$$

$$\text{Si } \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = 16,15 \text{ cm}^2$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,359$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,251$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_{fs} - \frac{N_u}{f_{st}} = -15,58 \text{ cm}^2$$

$A < 0 \Rightarrow$ Le béton seul suffit.

2^{ème} cas : $N_{mim} = -67.8087 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 17,8342 \text{ KN}$

$b = 45 \text{ cm}; h = 45 \text{ cm}; d = 43 \text{ cm}$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{17,8342}{67.8087} = 0,263 > \frac{h}{2} = 0,225 \text{ m}$$

\Rightarrow Le centre de pression (point d'application de la force est à l'extérieur de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton.

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,2} = 17,71 \text{ MPa}$$

$$M_{ua} = M_{UG} + N_u \times (d - h/2) = 5,96.10^{-3} \text{ Mn/m}$$

Donc la section est partiellement comprimée, le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} .

On a : $M_{ua} = 0,276 \text{ Mn/m}, f_{st} = 400 \text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,96.10^{-3}}{0,45 \times 0,40^2 \times 17,71} = 4,67.10^{-3}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,379$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \epsilon_l} = 0,636$$

$$\epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 2,10^{-3}$$

$$\text{Si } \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = 0,37 \text{ cm}^2$$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 5,85 \cdot 10^{-3}$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_{fs} - \frac{N_u}{f_{st}} = 2,06 \text{ cm}^2$$

3^{ème} cas : $M_{max} = 44.7614 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corr} = 294,1834 \text{ KN}$

$b = 45 \text{ cm}; h = 45 \text{ cm}; d = 43 \text{ cm}$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{44.7614}{294,1834} = 0,152 < \frac{h}{2} = 0,225 \text{ m}$$

\Rightarrow Le centre de pression (point d'application de la force est à l'intérieur de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton.

On vérifie la condition suivante :

$$N_u (d - d') - M_{ua} \leq (0,337h - 0,81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,2} = 17,71 \text{ MPa}$$

$$M_{ua} = M_{UG} + N_u \times (d - h/2) = 0,096 \text{ Mn/m}$$

$$\Rightarrow 294,1834 \cdot 10^{-3} \times (0,40 - 0,05) - 0,096 = 6,96 \cdot 10^{-3} \leq 0,398$$

Donc la section est partiellement comprimée, le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} .

On a : $M_{ua} = 0,276 \text{ Mn/m}$, $f_{st} = 400 \text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,096}{0,45 \times 0,40^2 \times 17,71} = 0,075$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,379$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \epsilon_l} = 0,636$$

$$\epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 2,10^{-3}$$

$$\text{Si } \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = 6,25 \text{ cm}^2$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,384$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,097$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_{fs} - \frac{N_u}{f_{st}} = -1,10 \text{ cm}^2$$

$A < 0 \Rightarrow$ Le béton seul suffit.

$$A = \max(A1 ; A2 ; A3) = 2,06 \text{ cm}^2$$

$$A(\min)_{BAEL} = 0,23. b. d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,34 \text{ cm}^2 / \text{par face}$$

$$A_{min} (RPA) = 20,25 \text{ cm}^2$$

Remarque : $A_{min} (RPA)$ est supérieur à A_{cal} et à $A(\min)_{BAEL}$, donc on ferraille avec $A_{min} (RPA)$.

Choix des barres : $A = 4HA16$ par face, soit $12HA16 = 24,13 \text{ cm}^2$ dans toute la section.
Les résultats de calcul de ferrailage sont compilés dans le tableau suivant

Tableau VII-3 : Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section	Type de section a calculé	Acal /face (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix des barres
Entre sol 1 ; 2	45×45	SPC	2,06	20,25	12HA16 = 24,13 cm ²
RDC ; 1 ^{er} étage	40×40	SPC	7,03	16	4HA16+8HA14 = 20,36 cm ²
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	35×35	SPC	5,14	12,25	4HA16+8HA14 = 20,36 cm ²
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	30×30	SPC	3,85	9	12HA14 = 18,47 cm ²

Tableau VII-4: Ferrailage transversale des poteaux dans les deux sens (x,y)

Niveaux	Entre sol 1 ; 2	RDC ; 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage
Section	45×45	40×40	35×35	30×30
ϕ_l^{min}	1,6	1,4	1,4	1,4
Lf(cm)	261,8	214,2	214,2	214,2
λg	5,81	5,35	6,12	7,14
V (KN)	36,2195	114,361	113,258	81,1374
t zone nodale (cm)	8	10	10	8
t zone courante (cm)	15	15	15	15
ρ	2,5	2,5	2,5	2,5
At (cm2)	0,36	0,40	0,35	0,24
Atmin (cm2)	0,41	1,88	2,12	1,20
Atopt (cm2)	6HA8 = 3,02	6HA8 = 3,02	6HA8 = 3,02	6HA8 = 3,02

Conformément au **RPA** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversale doit vérifier la condition suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3}$

Ce qui est vérifié dans tous les cas, car $\phi_t \geq \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$.

VII.5 Vérifications

➤ Vérification au flambement

Selon **BAEL91, (art 4.4.1)** : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et le plus élancé à chaque niveau.

Critère de la stabilité de forme :

D'après le **BAEL91** on doit vérifier que :

$$N_{u*} \leq \alpha \left(\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

γ_b : 1.15 coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement.

As : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Si : } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) \quad \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

Tel que :

l_0 = Hauteur du poteau.

$\lambda = \frac{l_f}{i}$: Elancement du poteau.

$l_f = 0,7 l_0$: longueur de flambement

$$I = \frac{b \times h^3}{12} : \text{Moment d'inertie} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} : \text{Rayon de giration}$$

$Br = (a-2) \times (b-2)$ avec a : largeur de la section nette, b : hauteur de la section nette.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,618}{0,129} = 20,29; \quad l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 374 = 261,8 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = I = \frac{0,45 \times 0,45^3}{12} = 3,417.10^{-3}. \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = i = \sqrt{\frac{3,417.10^{-3}}{0,45 \times 0,45}} = 0,129.$$

$$\text{Donc ; } 20,29 \leq 50; \text{ avec } \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{20,29}{35}\right)^2} = 0.796.$$

$$Br = (a-2) \times (b-2) = (45-2) \times (45-2) = 1849 \text{ cm.} \quad As = 24.13 \text{ cm}^2.$$

$$N_{u*} \leq \alpha \left(\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right) = 0.796 \left(\frac{18.49 \times 25}{0,9 \times 1,2} + \frac{24.13.10^{-3} \times 400}{1} \right) = 341.33 \text{ KN.}$$

$$N_{ul} < N_{\max}$$

Tableau VII-5 : Vérification du flambement des poteaux

Niveaux	Section (cm)	L ₀ (cm)	L _f (cm)	λ	α	As (cm)	Br (cm)	N _u (KN)	N _{max} (KN)
Entresol 1 ^{er} et 2 ^{ème}	45×45	374	261,8	20,29	0,796	24,13	1849	341,33	1292,4698
RDC ; 1 ^{er} étage	40×40	306	214,2	18,62	0,804	20,36	1444	269,29	1057,2915
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	35×35	306	214,2	21,20	0,791	20,36	1089	199,93	606,4247
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	30×30	306	214,2	24,90	0,771	18,47	784	140,39	296,1916

Remarque : Pas de risque du flambement des poteaux.

➤ **Vérification de la contrainte de compression**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

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

$$\sigma_{b1} = \frac{N}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times v \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{b2} = \frac{N}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times v' \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

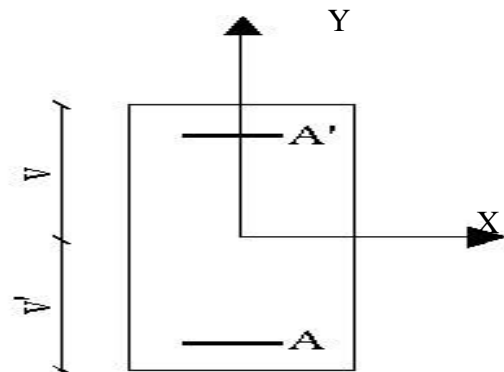
$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène)}$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (v^3 \times v'^3) + 15A' \times (v - d')^2 + 15A (d - v)^2$$

$$M_{serG} = M_{ser} -$$

$$N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

Figure VII-2: Section d'un poteau



Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-6 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	Entre sol 1 ;2	RDC ; 1er étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage
Section	45×45	40×40	35×35	30×30
V	0,225	0,20	0,175	0,15
V'	0,225	0,20	0,175	0,15
d(m)	0,43	0,38	0,33	0,28
A(cm ²)	24,13	20,36	20,36	18,47
Iyy'(m ⁴)	1,540.10 ⁻³	9,980.10 ⁻⁴	7,370.10 ⁻⁴	4,693.10 ⁻⁴
S(m ²)	0,238	0,19	0,15	0,11
Nser(KN)	846,3996	629,6586	418,0007	216,0423
Mser(KN.m)	18,6004	-11,4339	-18,3254	-18,6129
MserG(KN.m)	18,6004	-11,4339	-18,3254	18,6129
σ_{b1} (MPa)	6,27	3,54	3,22	3,10
σ_{b2} (MPa)	0,84	3,08	2,35	1,91
$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15

On remarque que $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

➤ **Vérification aux sollicitations tangentes**

Selon le **RPA 2024 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique ne doit pas être inférieure ou égale à la valeur limite $\bar{\tau}_{bu}$.

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Où :

$$\rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda g \geq 5$$

$$\rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda g < 5$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-7 : Vérification des sollicitations tangente

Niveaux	Section (cm ²)	Lr (m)	λg	ρ_d	d (m)	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observations
Entre sol 1 ;2	45×45	2,618	5,35	0,075	0,43	36,8024	0,190	1,875	Vérifiée

RDC ; 1er étage	40 × 40	2,142	5,81	0,075	0,38	120,7283	0,794	1,875	Vérifiée
2^{ème} et 3^{ème} étage	35 × 35	2,142	6,12	0,075	0,33	118,8481	1,03	1,875	Vérifiée
4^{ème} et 5^{ème} étage	30 × 30	2,142	7,14	0,075	0,28	72,5265	0,86	1,875	Vérifiée

Pas de risque cisaillement.

➤ **Disposition constructive des poteaux**

- La longueur des recouvrements

$L_r > 60 \times \emptyset$ en zone VI

- Les zones nodales

Longueur des crochets : $L = 10 \times \emptyset t = 10 \times 0.08 = 8 \text{ cm}$.

La longueur des recouvrements : $L_r > 60 \times \emptyset$

$\emptyset = 1.6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 60 \times 1.6 = 96 \text{ cm}$ on prend $L_r = 100 \text{ cm}$.

$\emptyset = 1.4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 60 \times 1.4 = 84 \text{ cm}$ on prend $L_r = 85 \text{ cm}$.

VII.6 Etude des poutres

Les poutres subissent une flexion simple, résultant en un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant sert à déterminer les dimensions des armatures longitudinales, tandis que l'effort tranchant est utilisé pour déterminer les armatures transversales. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel « **ETABS** », combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA2024** suivantes :

- **1.35G+1.5Q**
- **G+Q**
- **G+ ψ Q+E₁** **RPA2024 (Article 5.2.1)**
- **G+ ψ Q+E₂**
- **G + ψ Q ± E₃**
- **G + ψ Q ± E₄**
- **G + ψ Q ± E₅**

Avec :

- **E₁ = ± E_x ± 0,3E_y**
- **E₂ = ±0,3E_x ± E_y**
- **E₃ = ± E_x ± 0,3E_y ± 0,3E_z**
- **E₄ = ± 0,3E_x ± E_y ± 0,3E_z**
- **E₅ = ± 0,3E_x ± E_y ± E_z**

On distingue deux types de poutre à étudier :

- Poutre principales (**25*30**).

- Poutre secondaires (25*30).

VII.6.1 Recommandations du RPA2024

➤ Les armatures longitudinales

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

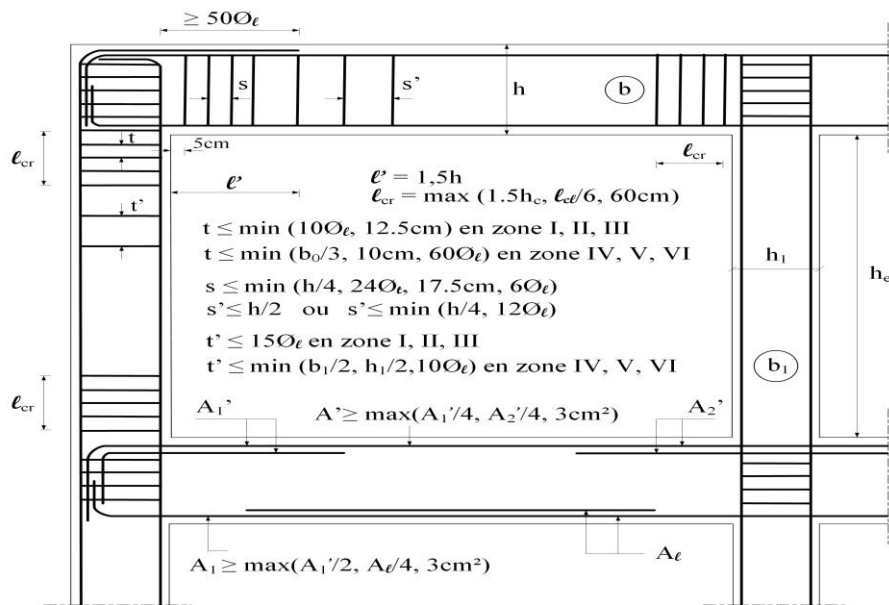
La longueur minimale de recouvrement est de $(60 \Phi_l)$ en **zone VI**.

Avec :

Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure (**V-3**), avec des crochets à **90°**. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est $l_r = 60\Phi$ En **zone VI**.



ℓ_{ℓ} : longueur libre

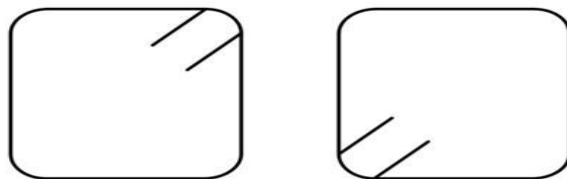
ℓ_{cr} : longueur critique

h_c : plus grande dimension de la section transversale du poteau

ℓ' : longueur critique de la poutre

b_0 : dimension minimal du noyau béton

(a) Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale



b) Deux cadres fermés (avec alternance dans l'orientation)

Figure VII-3: spécifications pour les nœuds poteaux-

- **Les armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par $A_t = 0.003 \times S \times b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

➤ Dans la zone critiques :

$$S \leq \min (h/4 ; 24\phi_t ; 17,5 \text{ cm} ; 6\phi_l) \text{ avec:}$$

- h: hauteur de la poutre.
- ϕ_t : Diamètre des armatures de confinement.
- ϕ_l : Diamètre minimale des barres longitudinales.

➤ En dehors de la zone critique :

$$S' \leq h/2$$

Avec :

$$S \leq \min (h/4 ; 12\phi_l) \text{ si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

- Les premiers armature transversales doivent être disposées à 5 cm, au plus, du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ **Calcul de ferrailage**

- Poutre principales (25*30).
- Poutre secondaires (25*30).

Les calculs de ferrailage se fera avec les sollicitations suivantes de la poutre principale la

Plus sollicitée.

$$M_t = 34,71 \text{ KN.m} ; M_a = -39,36 \text{ KN.m} ; d = 0,28 \text{ m}$$

- **Armature en appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{39,36 \cdot 10^{-3}}{0,25 \times 0,28^2 \times 14,2} = 0,141$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,392$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \epsilon_l} = 0,668$$

$$\epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 1,74 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Si } \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} = 4,38 \text{ cm}^2$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,258$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,190$$

$$A(\text{minn})^{\text{BAEL}} = 0,23. b. d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Remarque : Acal est supérieur à A(min) BAEL, donc on ferraille avec Acal.

Choix des barres : A = 3HA14 = 4,62 cm².

- **Armature en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{34,71 \cdot 10^{-3}}{0,25 \times 0,28^2 \times 14,2} = 0,124$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,392$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_l} = 0,668$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 1,74 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Si } \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = 3,82 \text{ cm}^2$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,261$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,166 \text{ m}$$

$$A(\text{minn})^{\text{BAEL}} = 0,23. b. d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Remarque : Acal est supérieur à A(min) BAEL, donc on ferraille avec Acal.

Choix des barres : A = 3HA14 = 4,62 cm².

Les résultats de calcul de ferrailage sont compilés dans le tableau suivant :

Tableau VII-8 : Ferrailage des poutres principales

Niveaux	Localisation	M (KN.m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)		A adopté (cm ²)
				BAEL	RPA	
Entre sol 1 ;2	Travée	25,88	2 ,79	0,84	3,75	3HA14 = 4,62
	Appuis	-31,72	3,46	0,84	3,75	3HA14 = 4,62
RDC ; étage courant	Travée	31,87	3,48	0,84	3,75	3HA14 = 4,62
	Appuis	-39,77	4,42	0,84	3,75	3HA14 = 4,62
Terrasse	Travée	34,71	3,82	0,84	3,75	3HA14= 4,62
	Appuis	-39,36	4,38	0,84	3,75	3HA14 = 4,62

Tableau VII-9 : Ferrailage des poutres secondaires

Niveaux	Localisation	M (KN.m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)		A adopté (cm ²)
				BAEL	RPA	
Entre sol 1 ;2	Travée	4,91	0,51	0,84	3,75	3HA14 = 4,62
	Appuis	-7,74	0,80	0,84	3,75	3HA14 = 4,62
RDC ; étage courant	Travée	9,93	1,03	0,84	3,75	3HA14 = 4,62
	Appuis	-16,50	1,75	0,84	3,75	3HA14 = 4,62
Terrasse	Travée	8,68	0,90	0,84	3,75	3HA14 = 4,62
	Appuis	-29,62	3,22	0,84		3HA14 = 4,62

• Armature transversale

$$\phi \leq \min \left(\phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \quad \text{BAEL91}$$

Poutres principales

$$\phi \leq \min \left(\phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) = \min (12 ; 8,57 ; 25)$$

Donc, $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$\Rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre } \phi 8 \text{ + un étiré } \phi 8 \text{)}$$

Poutres secondarise

$$\phi \leq \min \left(\phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) = \min (12 ; 8,57 ; 25)$$

Donc, $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$\Rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre } \phi 8 \text{ + un étiré } \phi 8 \text{)}$$

➤ Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le **RPA 2024, Art 7.5.2**

• Dans la zone critiques :

$$S \leq \min (h/4 ; 24\phi_t ; 17,5 \text{ cm} ; 6\phi_l)$$

$$\text{Poutres principales : } S \leq \min (7,5 ; 19,2 ; 17,5 ; 7,2) = 7 \text{ cm}$$

$$\text{Poutres secondaires : } S \leq \min (7,5 ; 19,2 ; 17,5 ; 7,2) = 7 \text{ cm}$$

• En dehors de la zone critique :

$$S' \leq h/2 = 15 \text{ cm}$$

Poutre principale : $S' = 15 \text{ cm}$

Poutre secondaire : $S' = 15 \text{ cm}$

$$A_t^{min} = 0,003 \times S \times b = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = 2,01 > A_t^{min} = 1,125 \text{ cm}^2$$

➤ **Les vérifications**

Pourcentage maximal des armatures longitudinales

En zone courante : **$A_{max} = 4\% \times (b \times h)$**

- Poutres principales : $A_{max} = 30 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{max} = 30 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : **$A_{max} = 6\% \times (b \times h)$**

- Poutres principales : $A_{max} = 45 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{max} = 45 \text{ cm}^2$

➤ **Pourcentage minimal des armatures transversales dans toute la section**

$$A_{min} = 0,5\% \times (b \times h) = 3,75 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELU**

- **Vérification des contraintes tangentielles**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ BAEL91}$$

La vérification sera effectuée seulement pour les poutres principales et secondaires les plus sollicitées

Tableau VII-10 : Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observations
Principales	55,80	0,79	3,33	Vérifiée
Secondaires	15,88	0,22	3,33	Vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS**

- **L'état limite d'ouverture des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

- **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible, donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau VII-11 : Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	Mser (KN.M)	I (m ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observations
Principales	Appuis	-28,79	3,094.10 ⁻⁴	9,29	8,64	15	Vérifiée
	Travée	25,47	3,094.10 ⁻⁴	9,29	7,64	15	Vérifiée
Secondaires	Appuis	-21,73	3,094.10 ⁻⁴	9,29	6,52	15	Vérifiée
	Travée	7,16	3,094.10 ⁻⁴	9,29	2,14	15	Vérifiée

• Vérification de l'état limite de déformation

D'après le **BAEL91**, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées :

- Poutres principales

$$\frac{h}{l} \geq \frac{3}{80} \Rightarrow 0,069 > 0,03 \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{20 \times M_0} \Rightarrow 0,070 = 0,070 \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\frac{At}{b \times d} = 2,87.10^{-3} \geq \frac{2}{f_e} = 5.10^{-3} \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$l < 8 m \Rightarrow 4,3 m < 8 m \text{ (Condition vérifiée)}$$

- Poutres secondaires

$$\frac{h}{l} \geq \frac{3}{80} \Rightarrow 0,09 > 0,03 \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{20 \times M_0} \Rightarrow 0,09 > 0,03 \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\frac{At}{b \times d} = 2,87.10^{-3} \geq \frac{2}{f_e} = 5.10^{-3} \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$l < 8 m \Rightarrow 3,93 m < 8 m \text{ (Condition vérifiée)}$$

VII.7 Vérifications des zones nodales

Dans la bute de faire en sorte que les rotules plastique se forme dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA 2024 (Art 7.6.2)** exige de vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} |MR_{cn}| + |MR_{cs}| \geq \Omega (|MR_{bw}| + |MR_{be}|) \\ |MR_{cn}'| + |MR_{cs}'| \geq \Omega (|MR_{bw}'| + |MR_{be}'|) \end{array} \right.$$

Avec :

$$\Omega = \left\{ \begin{array}{l} 1,1 \text{ en zone sismique I, II et III} \\ 1,3 \text{ en zone sismique IV,V,VI} \end{array} \right.$$

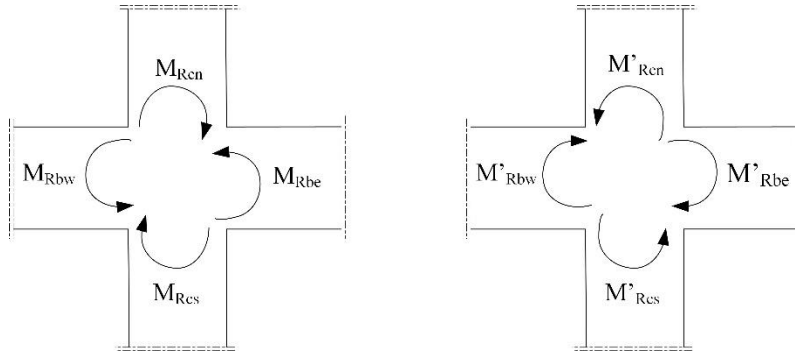


Figure VII-5 : Nœud poteau jonction complète (RPA2024)

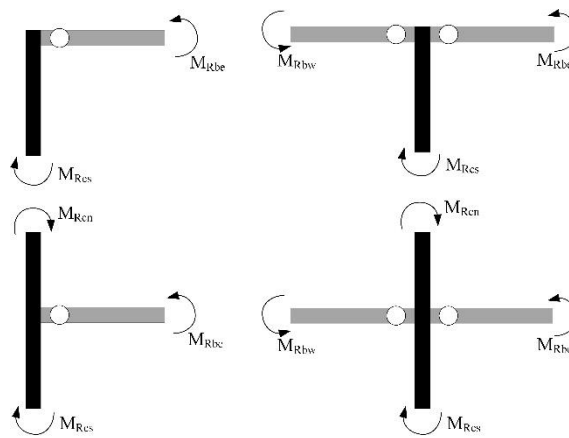


Figure VII-4 : Nœud poteau-poutre (jonction particulière ; RPA2024)

VII.7.1 Détermination des moments résistants dans les poteaux :

Les moments résistants (M_r) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la qualité d'armature dans la section
- De la contrainte limite élastique de l'acier

$$M_r = Z \times A_s \times \sigma_s$$

Avec : $Z = 0,9 \times h$ et $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants. Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants.

Tableau VII-12: Les moments résistants dans les poteaux

Niveaux	Section (cm)	Z (m)	As (cm ²)	σ_s	MR(KN.m)
Entre-sol 1et2	45×45	0,405	8,04	400	115,02
RDC, étage1	40 ×40	0,36	7,10	400	102,24
Étage2 et 3	35 ×35	0,315	7,10	400	89,46
Étage 4et 5	30 ×30	0,27	6,16	400	66,52

Tableau VII-13:le moment résistant dans les poutres principales

Niveaux	h (cm)	Z (m)	As (cm ²)×	σ_s	MR(KN.m)
Entre-sol 1et2	30	0,27	4,62	348	43,41
RDC étage courante	30	0,27	4,62	348	43,41
Terrasse	30	0,27	4,62	348	43,41

Tableau VII-14:les moments résistant dans les poutres secondaires

Niveaux	h (cm)	Z (m)	As (cm ²)×	σ_s	MR(KN.m)
Entre-sol 1et2	30	0,27	4,62	348	43,41
RDC étage courante	30	0,27	4,62	348	43,41
Terrasse	30	0,27	4,62	348	43,41

Tableau VII-15 : Vérification de la zone nodale selon le sens principale

Niveaux	M_N	M_S	$M_N + M_S$	M_w	ME	1.3 ($M_w + ME$)	Observation
Entre sol 1	115,02	115,02	230,04	43,41	43,41	112,866	Vérifiée
Entre sol 2	115,02	115,02	230,04	43,41	43,41	112,41	Vérifiée
RDC	102,24	115,02	217,26	43,41	43,41	112,41	Vérifiée
1 ^{er} étage	102,24	102,24	204,48	43,41	43,41	112,41	Vérifiée
2 ^{ème} étage	89,46	102,24	191,7	43,41	43,41	112,41	Vérifiée
3 ^{ème} étage	89,46	89,46	178,92	43,41	43,41	112,41	Vérifiée
4 ^{ème} étage	66,52	89,46	157,98	43,41	43,41	112,41	Vérifiée
5 ^{ème} étage	66,52	66,52	131,04	43,41	43,41	112,41	Vérifiée

Tableau VII-16 : Vérification de la zone nodale selon le sens secondaire

Niveaux	M_N	M_S	$M_N + M_S$	M_w	ME	1.3 ($M_w + ME$)	Observation
Entre sol 1	115,02	115,02	230,04	43,41	43,41	112,866	Vérifiée
Entre sol 2	115,02	115,02	230,04	43,41	43,41	112,41	Vérifiée
RDC	102,24	115,02	217,26	43,41	43,41	112,41	Vérifiée
1 ^{er} étage	102,24	102,24	204,48	43,41	43,41	112,41	Vérifiée
2 ^{ème} étage	89,46	102,24	191,7	43,41	43,41	112,41	Vérifiée
3 ^{ème} étage	89,46	89,46	178,92	43,41	43,41	112,41	Vérifiée
4 ^{ème} étage	66,52	89,46	157,98	43,41	43,41	112,41	Vérifiée
5 ^{ème} étage	66,52	66,52	131,04	43,41	43,41	112,41	Vérifiée

Remarque :

On remarque que les vérifications de la zone nodale pour les poutres principales et les poutres secondaires sont toutes vérifiées. Donc pas de risque d'apparition de rotule plastique dans les poteaux.

➤ Schémas de ferrailage des poteaux

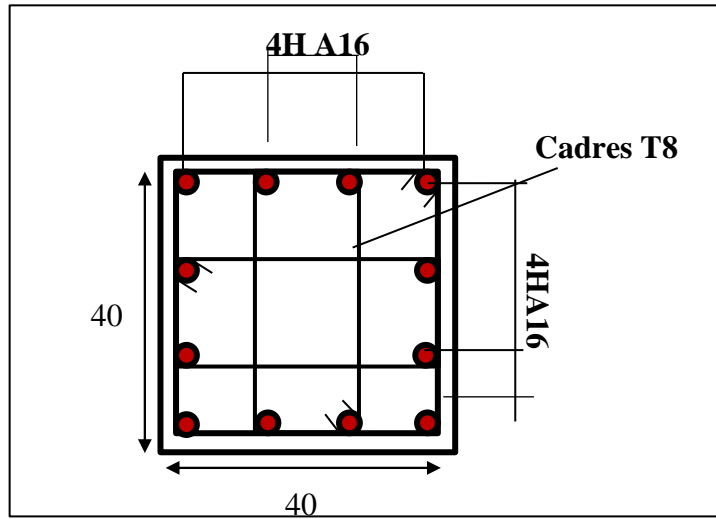


Figure VII-7 : Schémas de ferrailage entre sol (1 ;2)

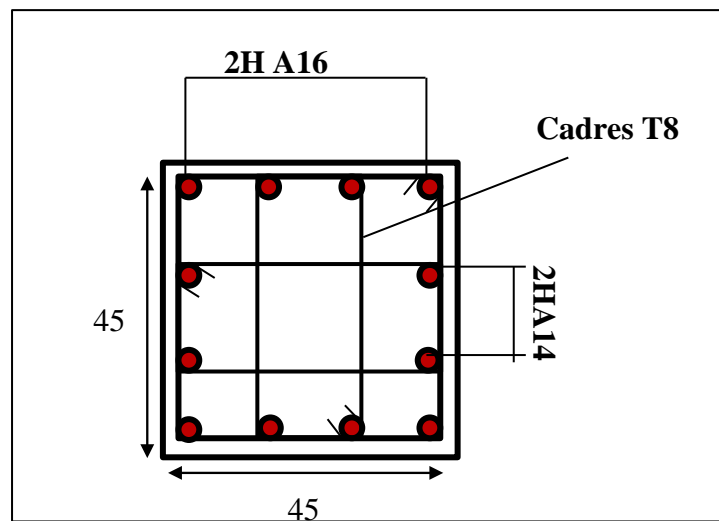


Figure VII-6 : Schéma de ferrailage RDC et étage1

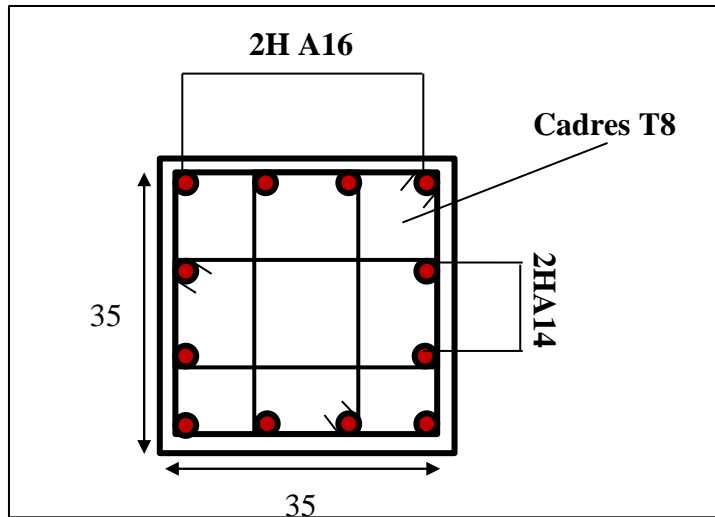


Figure VII-8 : Schéma de ferrailage étage (2 et 3)

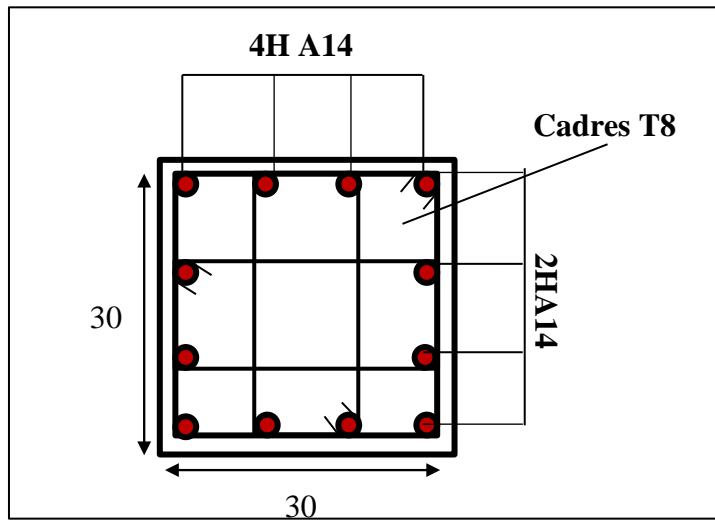


Figure VII-9 : Schéma de ferrailage étage (4 et 5)

➤ Schémas de ferrailage des poutres

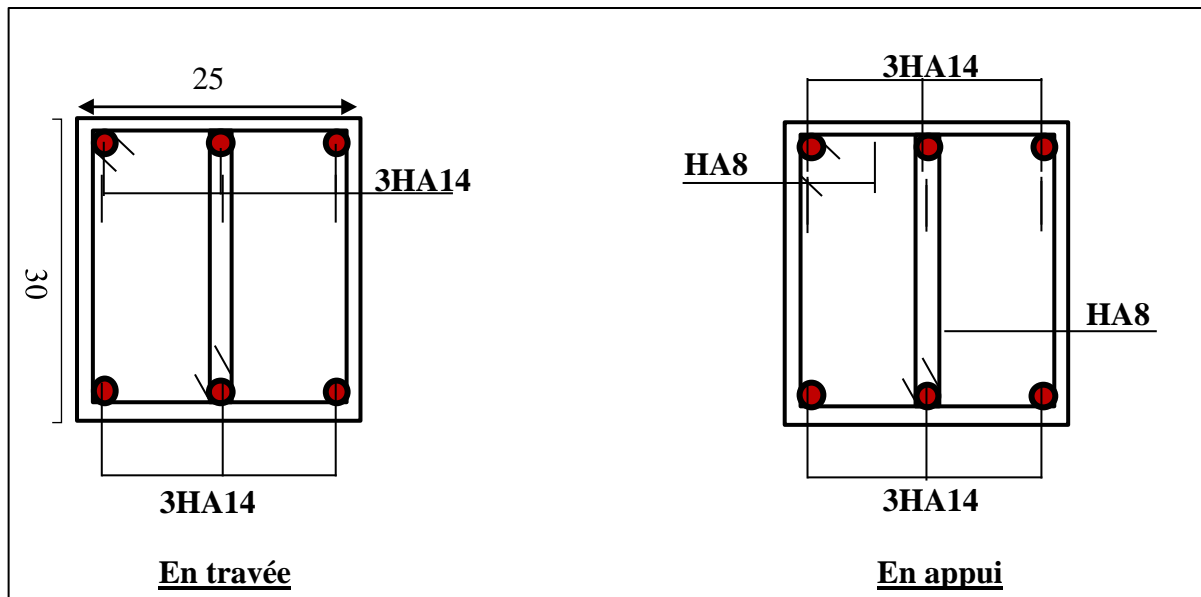


Figure VII-10: Schémas de ferrailage des poutres principales

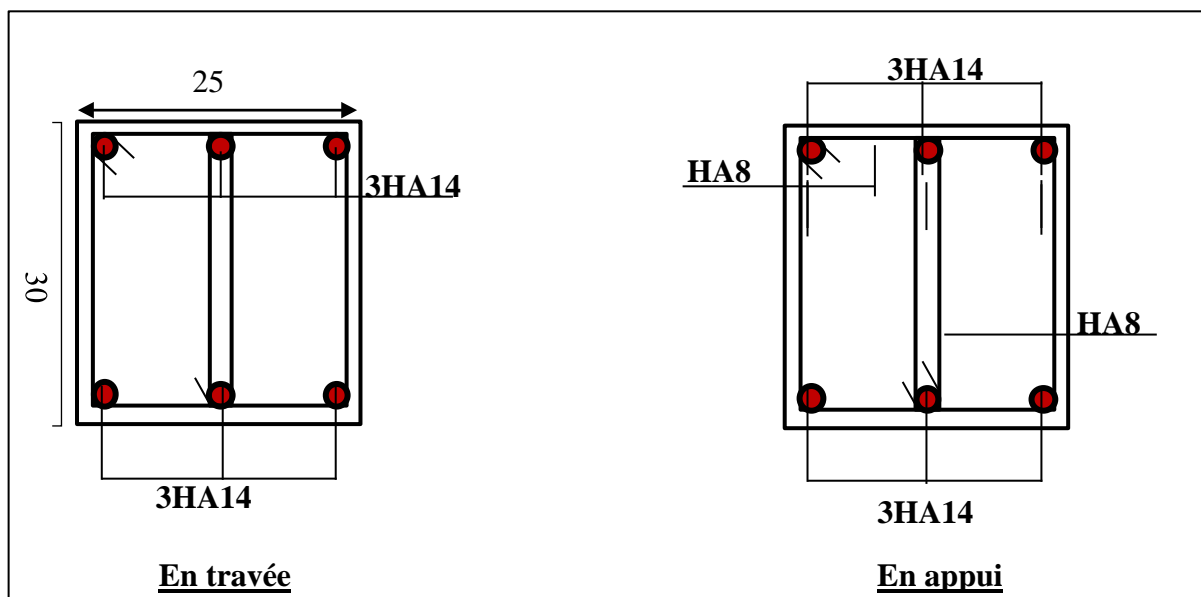


Figure VII-11 : Schémas de ferrailage des poutres

VII.8 Etude des voiles de contreventement

Le **RPA2024 (Art 3.4.)**, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant trois niveaux ou 11 m de hauteur dans la **zone VI** (sismicité élevée).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales, les efforts horizontaux grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plans. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastrée à sa base, il est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant. On peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion

- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivantes :

- **1.35G+1.5Q**
- **G+Q**
- **G+ψQ+E₁** **RPA2024 (Article 5.2.1)**
- **G+ψQ+E₂**
- **G + ψQ ± E₃**
- **G + ψQ ± E₄**
- **G + ψQ ± E₅**

Avec :

- **E₁ = ± E_x ± 0,3E_y**
- **E₂ = ±0,3E_x ± E_y**
- **E₃ = ± E_x ± 0,3E_y ± 0,3E_z**
- **E₄ = ± 0,3E_x ± E_y ± 0,3E_z**
- **E₅ = ± 0,3E_x ± E_y ± E_z**

➤ Recommandation du RPA 2024

Trois types d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliquées :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

➤ Ferrailage des éléments de rive

- **Armature verticale**

Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des épingles espacées d'environ 500 mm.

Les armatures d'âme doivent avoir un diamètre non inférieur à 8 mm, mais non supérieur à un huitième de la largeur b_w de l'âme.

$$8 \text{ mm} \leq \phi_{max} \leq b_w/8$$

L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- **Armature horizontale**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Le ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire :

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z \times f_e}$$

Avec :

- V : effort tranchant de calcul, $V = 1.4V_u$
- Z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

• Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m² au moins.

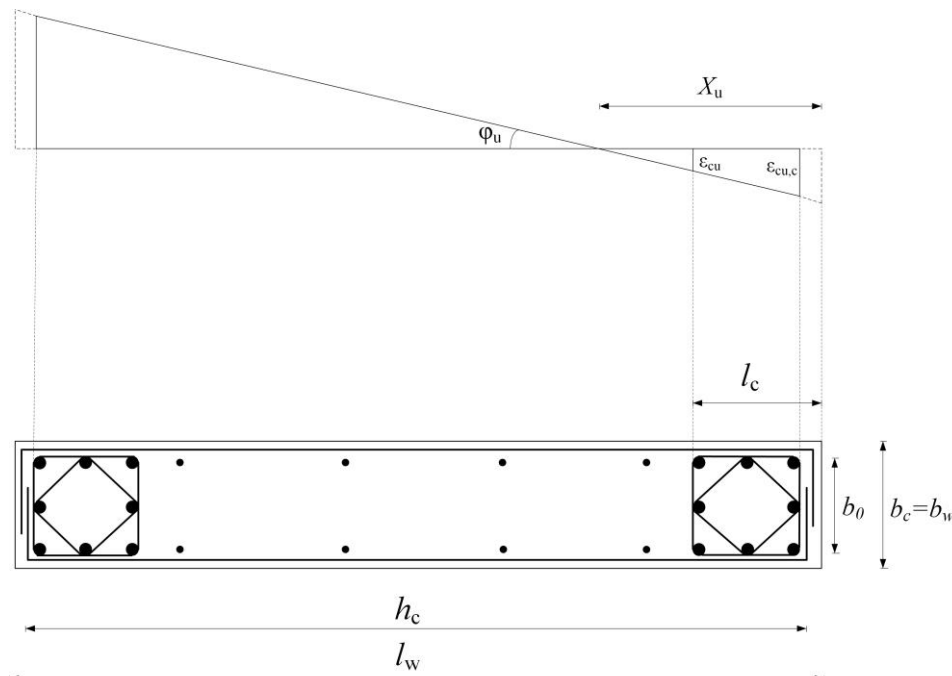


Figure VII-12 : Élément de rive pour les voiles (RPA2024)

$$l_c \geq \max (0,15l_w ; 1,5 bw)$$

Avec :

l_w : la longueur du voile

bw : la largeur de l'âme du voile

$$l_c \geq \max (0,40 ; 0,37)$$

$$\Rightarrow l_c = 0,40 \text{ m}$$

l_c doit être inférieur ou égale à :

$$l_c \leq \max (2bw ; 0,2l_w) = 0,54 \text{ m (condition vérifiée)}$$

$$bw = 0,25 \text{ m} > 0,20 \text{ m (condition vérifiée)}$$

$$bw \text{ doit être } \geq \frac{he}{15}$$

$$\Rightarrow bw = 0,25 \text{ m} \geq \frac{3,54}{15} = 0,23 \text{ m (condition vérifiée)}$$

La hauteur, h_{cr} , de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit :

$$h_{cr} = \max (l_w ; h_w/6)$$

$$\text{et } h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ h_e \text{ pour } n \leq 6 \text{ niveaux:} \\ 2.h_e : \text{pour } n < 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

h_e : est la hauteur libre, de chaque niveau, la base étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de voiles périphériques adéquats.

h_w : la hauteur totale du voile

$$h_{cr} = \max (2,7 ; 4,30)$$

$$h_{cr} = 4,30 \text{ m}$$

$$h_{cr} = 4,30 < \min (5,4\text{m} ; 7,28\text{m}) \text{ (condition vérifiée)}$$

- **Coffrages**

Sont considérés et pris en compte comme voiles de contreventement, au sens du présent document technique réglementaire, les éléments de contreventement satisfaisant la condition exprimée par :

$$l_w \geq \max (h_e/3 ; 4b_w ; 1 \text{ m})$$

- **L'épaisseur minimale doit répondre à la condition suivante :**

$$b_w \geq (15 \text{ cm} ; h_e/20)$$

- **Vérification spécifique**

Outre les vérifications prescrites par le **C.B.A** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$V_d = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,40$$

Ces limites sont à respecter dans les vérifications sous combinaisons sismiques réglementaires.

$$N_d = 1463,4369 \text{ (G + 0.3Q + E2 Min)}$$

$$B_c = 0,202 \text{ m}^2 ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow V_d = 0,29 < 0,40 \text{ (condition vérifier)}$$

- **Sollicitations de calcul**

Les sollicitations sont déterminés conformément aux recommandations du **RPA2024** à travers des enveloppes de calculs pour les moments ainsi que pour les efforts tranchants.

- **Enveloppe de calculs pour les moments fléchissant**

Pour les voiles élancés ($(h_w/l_w) > 2.0$), le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile.

L'enveloppe de calcul, du diagramme de moment fléchissant, est construite en deux étapes :

- la première étape consiste à avoir l'enveloppe linéaire qui joint le moment maximal à la base à celui au sommet.
- La deuxième étape consiste à décaler cette enveloppe linéaire verticalement par la hauteur critique.

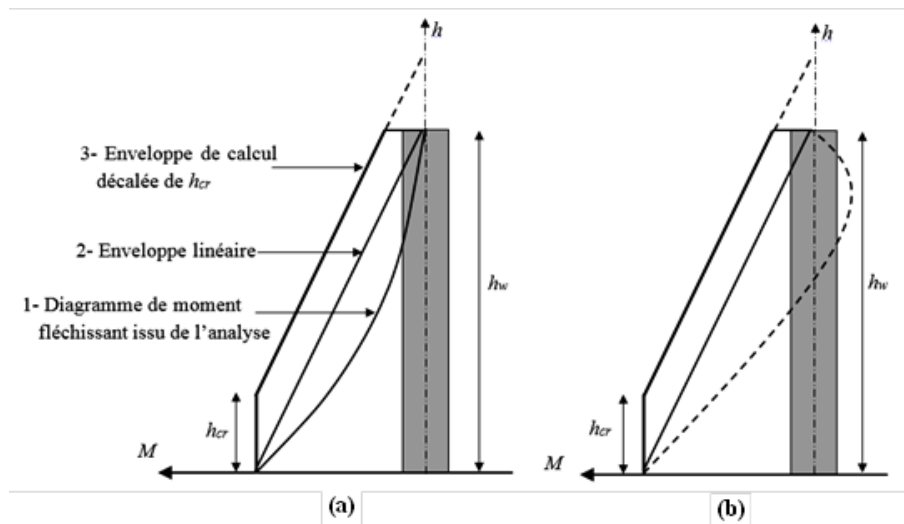


Figure VII-13: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant (RPA2024)

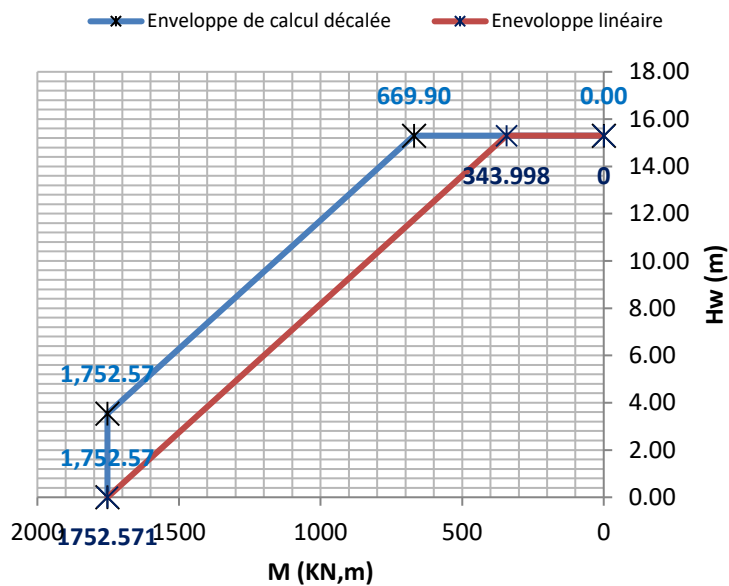


Figure VII-14 : Enveloppe de calculs pour le moment fléchissant (voile Vx3)

- Enveloppe de calculs pour effort tranchant

L'enveloppe de calcul du diagramme des efforts tranchants est construite en trois étapes :

- La première étape consiste à amplifier le diagramme initial de 40%.
- La deuxième étape consiste à maintenir la courbe amplifiée de la base du voile jusqu'à une hauteur égale à $(h_w/3)$.
- La troisième étape consiste en une enveloppe linéaire entre $(h_w/3)$ et le sommet du voile.

L'enveloppe de calcul modifiée pour les efforts tranchants est valable uniquement pour les systèmes à contreventement mixte. Cette modification est faite pour de tenir compte des

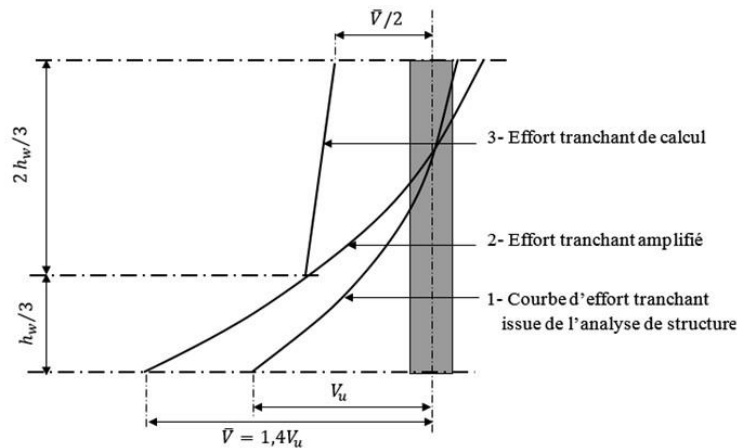


Figure VII-15 Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants (RPA2024)

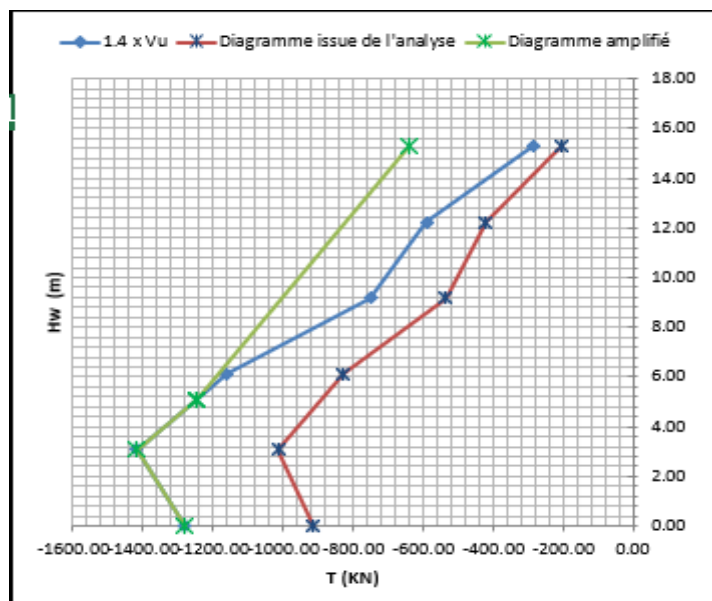


Figure VII-16: Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants (voile Vx3)

Remarques :

Après l'analyse des résultats, les voiles les plus sollicités sont situés au niveau du plan de référence (RDC). Donc le ferrailage des voiles dans les deux sens (x et y) sera effectué à partir des sollicitations extraites à ce niveau.

Tableau VII-17 : Sollicitations des voiles dans le sens x

Niveaux	Section (m ²)	N(KN)	M(KN.m)	V (KN)
RDC	0.25*2.7	1036,607	1752.57	-1278.69

Tableau VII-18 : Sollicitation des voiles dans le sens y

Niveaux	Section (m ²)	N(KN)	M(KN.m)	V (KN)
RDC	0.25*3,1	1582,997	3877,53	3430,141

➤ **Calcul du ferrailage des voiles**

Le calcul du ferrailage se fera à la flexion composée pour une section de ($e \times l$). La section trouvée, sera comparée avec la section minimale du **RPA2024** et le ferrailage choisi sera le plus défavorable entre les deux sections.

Exemple de calcul : (Voile Vx2)

Donnée : $N = 1032,355 \text{ KN}$; $M = 8096,93 \text{ KN.m}$

$e = 0.25 \text{ m}$; $l = 2,7 \text{ m}$; $d = 2,65 \text{ m}$

$e_G = M/N = 8096,93/1032,355 = 1,70 \text{ m}$

$e_G = 1,70 > 1,35 \text{ m}$

On a : N (compression) et le centre de pression est situé à l'extérieur de la section.

⇒ La section est partiellement comprimée, donc le calcul se fera par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} .

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,2} = 17,71 \text{ MPa}$$

$$M_{ua} = M_{UG} + N_u \times (d - h/2)$$

$$\Rightarrow M_{ua} = 1752.57.10^{-3} + 1036,607.10^{-3} \times (2.65 - 1,35) = 3.10 \text{ MN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée, le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} .

On a : $M_{ua} = 3,10 \text{ Mn.m}$, $f_{st} = 400 \text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,10}{0,25 \times 2,65^2 \times 17,71} = 0,099$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,379$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_l} = 0,636$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 2,10^{-3}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = 30,87 \text{ cm}^2$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 2,51 \text{ m}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,130$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_{fs} - \frac{N_u}{f_{st}} = 4,85 \text{ cm}^2$$

“A” calculée est à mettre dans la zone tendue du voile (car c’est une **SPC** : en zone tendue on met A et en zone comprimée on met A’)

- **Calcul de la longueur de la zone tendue**

Comme le voile est un élément de contreventement (résiste à l’action sismique qui est réversible (change de signe)), il doit être ferrailé symétriquement (zone tendue sur les 2 extrémités).

$$l_t = l \times \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} ;$$

Avec:

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M_1}{I} \times v$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M_1}{I} \times v'$$

$$I = \frac{e \times l^3}{12} = 0,41 \text{ m}^4$$

$$V = 2,7/2 = 1,35 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 7,31 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_2 = -4,23 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où, } l_t = 2,7 \times \frac{4,23}{4,23 + 7,31} = 1 \text{ m}$$

- **Calcul de la longueur de la zone comprimée**

$$l_c = l - 2 \times l_t = 2,7 - 2 = 0,7 \text{ m}$$

- **Armature minimale en zone tendue**

$$A (\text{min}) = 0,0025 \times b_w \times l_t \text{ (RPA2024)}$$

$$A_t (\text{min}) = 6,2562 \text{ cm}^2$$

- **Armature minimale en zone comprimée (courante)**

$$A_c (\text{min}) = 0,0015 \times b_w \times l_c \text{ (RPA2024)}$$

$$A_c (\text{min}) = 2,62 \text{ cm}^2$$

- **Armature minimale dans tout le voile**

$$A = 0,0020 \times b_w \times l_v$$

$$A_{cal} < A_{\text{min}} \text{ (RPA)}$$

\Rightarrow On ferraille avec (**Amin RPA**)

$$A = 13,5 \text{ cm}^2 \text{ soit } 12\text{HA}12 = 13,57 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des barres verticales**

$$St \leq \min (25\phi_l ; 25 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (30 ; 25 \text{ cm})$$

$$St = 20 \text{ cm}$$

- **Armature horizontale**

$$\frac{A_h}{st} \geq \frac{\bar{V}}{z \times f_e} \text{ (RPA2024)}$$

Avec :

$$z = (h - 2d') \text{ où :}$$

h est la hauteur totale de la section du linteau

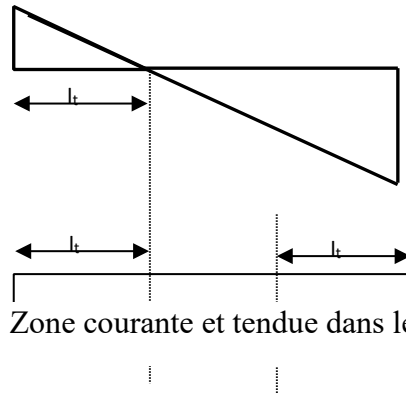


Figure VII-17 : Zone courante et tendue dans les voiles

z : distance entre le centre de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

$$z = 2,5 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_h = 2,55 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_h = 2H14 = 3,08 \text{ cm}^2$; $St = 25 \text{ cm}$

On adopte 1HA14 par face chaque 25 cm.

- **Ferraillage des éléments de rive**

$$A_{min} = 0,005 \times 0,15 l_w \times b_w \text{ (RPA2024)}$$

$$A_{min} = 5,06 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 13,57 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifiée)}$$

$$St \leq \min (b_0/3; 12,5 \text{ cm}; 6\phi_l)$$

$$St \leq \min (6,6 ; 12,5; 7,2)$$

$$St = 6 \text{ cm (sur hcr)}$$

- **Armature transversale**

La section des armatures de confinement dans les éléments de rive, (A_t) mesuré dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, doit être présente sur la hauteur critique (h_{cr}) et doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t \geq 0,09 s_t \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

Avec:

b_0 : Largeur du noyau confiné de l'élément de rive.

$$A_{t1} = 2,25 \text{ cm}^2 = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (2cadres } \phi 10)$$

- **Ferraillage des voiles dans le sens y**

Donnée : $N = 1582,997 \text{ KN}$; $M = 3877,53 \text{ KN.m}$

$$e = 0,25 \text{ m}; l = 3,1 \text{ m}; d = 3,05 \text{ m}$$

$$e_G = M/N = 3877,53/1582,997 = 2,45$$

$$e_G = 2,45 \text{ m} > 1,55 \text{ m}$$

On a : N (compression) et le centre de pression est situé à l'extérieur de la section.

\Rightarrow La section est partiellement comprimée, donc le calcul se fera par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} .

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,2} = 17,71 \text{ MPa}$$

$$M_{ua} = M_{UG} + N_u \times (d - h/2)$$

$$\Rightarrow M_{ua} = 3877,53 \cdot 10^{-3} + 1582,997 \cdot 10^{-3} \times (3,05 - 1,55) = 6,25 \text{ MN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée, le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} .

On a : $M_{ua} = 6,25 \text{ Mn.m}$, $f_{st} = 400 \text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,25}{0,25 \times 3,05^2 \times 17,71} = 0,151$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,379$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_l} = 0,636$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 2,10^{-3}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = 55,80 \text{ cm}^2$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 2,8 \text{ m}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,205$$

On revient à la flexion composée

$$A = A_{fs} - \frac{N_u}{f_{st}} = 16,22 \text{ cm}^2$$

“A” calculée est à mettre dans la zone tendue du voile (car c’est une SPC : en zone tendue on met A et en zone comprimé on met A’)

➤ **Calcul de la longueur de la zone tendue**

$$l_t = l \times \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} ;$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M_1}{I} \times V \text{ (Contrainte de compression)}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M_1}{I} \times V' \text{ (Contrainte de traction)}$$

$$I = \frac{e \times l^3}{12} = 0,62 \text{ m}$$

$$V = 3,1/2 = 1,55 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 11,73 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_2 = -7,65 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où, } l_t = 2,7 \times \frac{7,65}{6,65 + 11,73} = 0,40 \text{ m}$$

• **Calcul de la longueur de la zone comprimée**

$$l_c = l - 2 \times l_t = 3,1 - 0,8 = 2,30 \text{ m}$$

➤ **Armature minimale en zone tendue**

$$A_{\text{(min)}} = 0,0025 \times b_w \times l_t \text{ (RPA2024)}$$

$$A_t \text{ (min)} = 2,50 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature minimale en zone comprimée (courante)**

$$A_c \text{ (min)} = 0,0015 \times b_w \times l_c \text{ (RPA2024)}$$

$$A_c \text{ (min)} = 8,62 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature minimale dans tout le voile**

$$A = 0,0020 \times b_w \times l_v$$

$$A_{\text{cal}} < A_{\text{min}} \text{ (RPA)}$$

⇒ On ferraille avec (**Amin RPA**)

$$A = 15,5 \text{ cm}^2 \text{ soit } 12\text{HA}14 = 18,47 \text{ cm}^2$$

• **Espacement des barres verticales**

$$St \leq \min (25\phi_l ; 25 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (35 ; 25 \text{ cm})$$

$$St = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armature horizontale**

$$\frac{A_h}{st} \geq \frac{\bar{V}}{z \times f_e} \text{ (RPA2024)}$$

Avec :

$$z = (h - 2d') \text{ où :}$$

h est la hauteur totale de la section du linteau

z : distance entre le centre de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

$$z = 3 \text{ m}$$

$$\Rightarrow Ah = 5,72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } Ah = 6HA12 = 6,69 \text{ cm}^2; St = 25 \text{ cm}$$

On adopte 3HA12 par face chaque 25 cm.

➤ **Ferraillage des éléments de rive**

$$A_{min} = 0,005 \times 0,15 l_w \times b_w \text{ (RPA2024)}$$

$$A_{min} = 5,81 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 15,5 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifiée)}$$

$$St \leq \min (b_0/3; 12,5 \text{ cm}; 6\phi_l)$$

$$St \leq \min (6,6; 12,5; 8,4)$$

$$St = 6 \text{ cm (sur hcr)}$$

• **Armature transversale**

La section des armatures de confinement dans les éléments de rive, (A_t) mesuré dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, doit être présente sur la hauteur critique (h_{cr}) et doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t \geq 0,09st \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

Avec:

b_0 : Largeur du noyau confiné de l'élément de rive.

$$A_t = 2,25 \text{ cm}^2 = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (2cadres } \phi 10)$$

Remarque : On précise que le dimensionnement du voile est fait uniquement à la base, et les h_{cr} armatures de confinement calculées sont obligatoires sur la hauteur de la zone critique et non pas sur la hauteur totale du voile.

➤ **Schéma de ferraillage des voiles (V_{x2} ; V_{y2})**

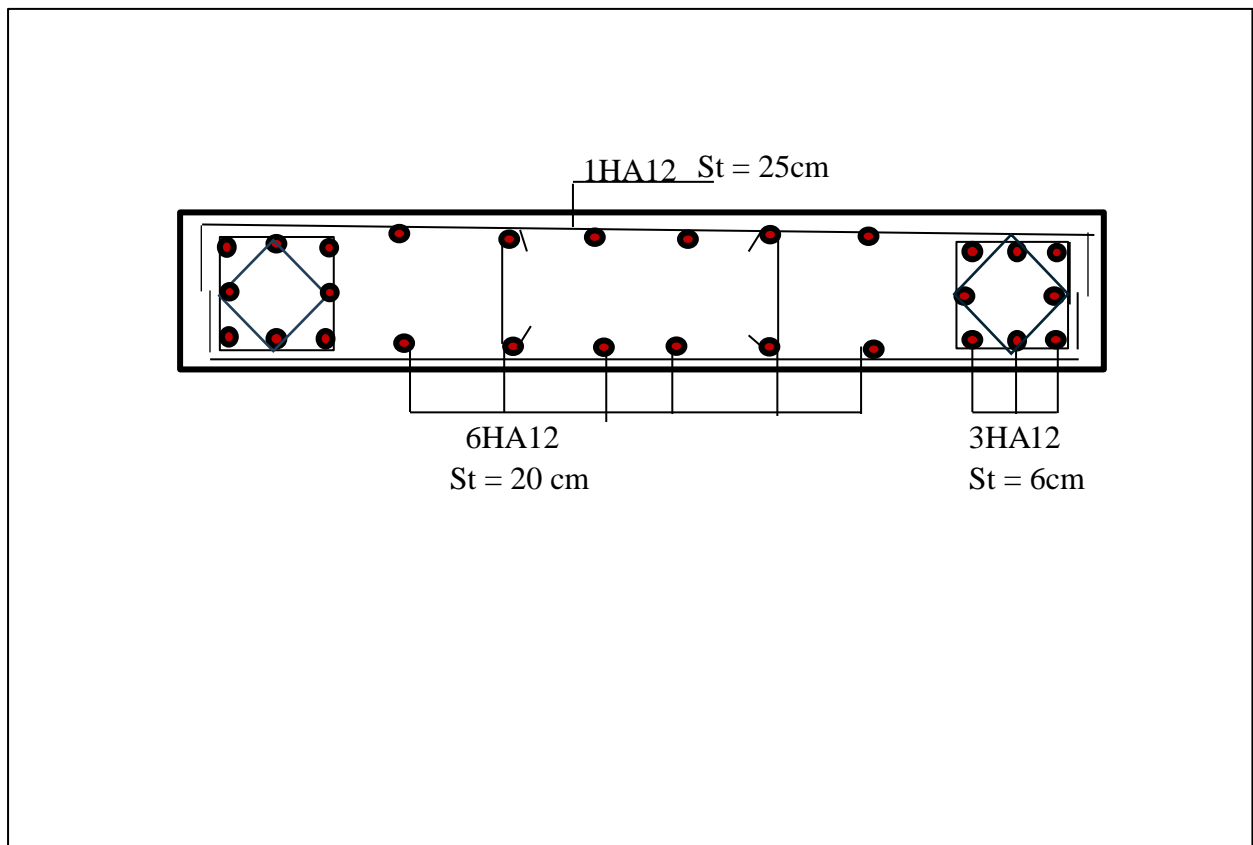


Figure VII-18: Schéma ferrailage de voile Vx2

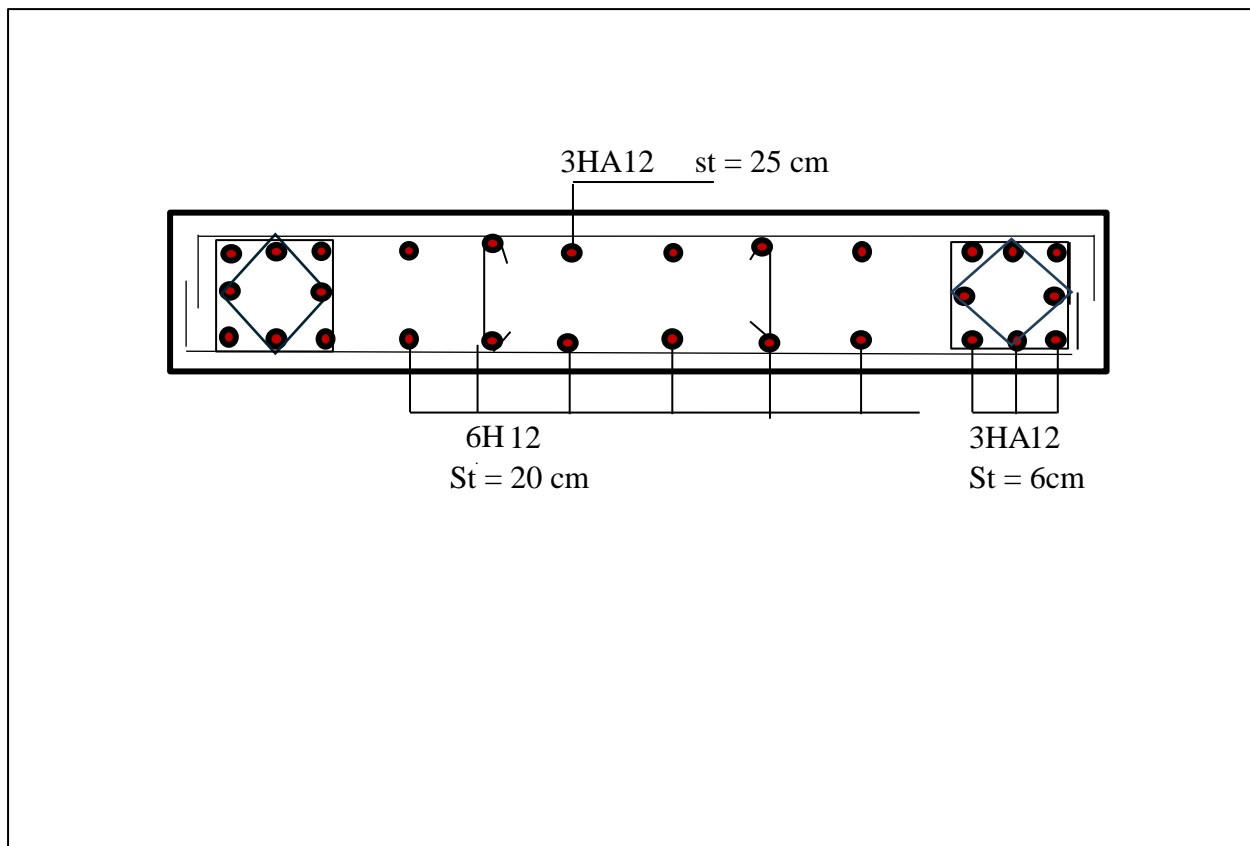


Figure VII-19:schéma ferrailages de voile Vy2

Conclusion :

Après l'étude des éléments principaux on constate que :

- Les voiles et les poteaux sont ferrailés au minimum réglementaire.
- Les poutres sont ferrillées en fonction de leurs sollicitations tirées par logiciel **ETABS.V16**
- Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du **RPA2024** qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

CHAPITRE VI
ETUDES
DES
FONDACTIONS

VIII.1 Introduction

Les fondations sont l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec

Le sol d'assise Elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

Un bon encastrement de la structure dans le sol.

Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.

Une bonne limitation des tassements différentiels.

➤ **Fondations superficielles :**

Utilisées pour des sols de grande capacité pourtant elles sont réalisées près de la surface, (Semelles Isolées, semelles filantes et radier général).

➤ **Fondation profonde**

Sont destinée pour les sols ayant une faible capacité portante (Pieux, puits).

VIII.2 Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, se fait sous les combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+\psi Q+1.4E_1$ **RPA2024 (Article 5.2.1)**
- $G+\psi Q+1.4E_2$
- $E_1 = \mp 0,3E_X \mp E_Y$
- $E_2 = \mp 0,3E_Y \mp E_X$

VIII.3 Caractéristiques du sol d'assise

Afin de mettre en sécurité une fondation, il faut avoir une bonne connaissance des caractéristiques des lieux à l'implantation de la construction à construire, ainsi qu'il est indispensable d'avoir des renseignements précis sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain. D'après les résultats des essais et les caractéristiques données par le rapport du sol on a tiré les résultats suivants :

$Q_{adm}=2$ bars; $D= 1.5$ m; $\gamma =22.3$ KN/m³; $\phi = 15^\circ$; $C=0,3$ bars

VIII.4 Choix du type de fondation

Pour déduire quels types de fondation qui convient à notre structure ont doit faire quelque vérification

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \quad \text{Avec :}$$

N : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\overline{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour la structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes. Si ces deux fondations ne sont pas adéquates, on passera au radier général.

VIII.4.1 Vérification de la semelle isolée

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section (**a×b**) d'où les semelles sont rectangulaires (**A×B**).

Soit :

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

Le poteau le plus sollicité donne un effort normal de l'ordre :

$$N = 1165,1936 \text{ KN.}$$

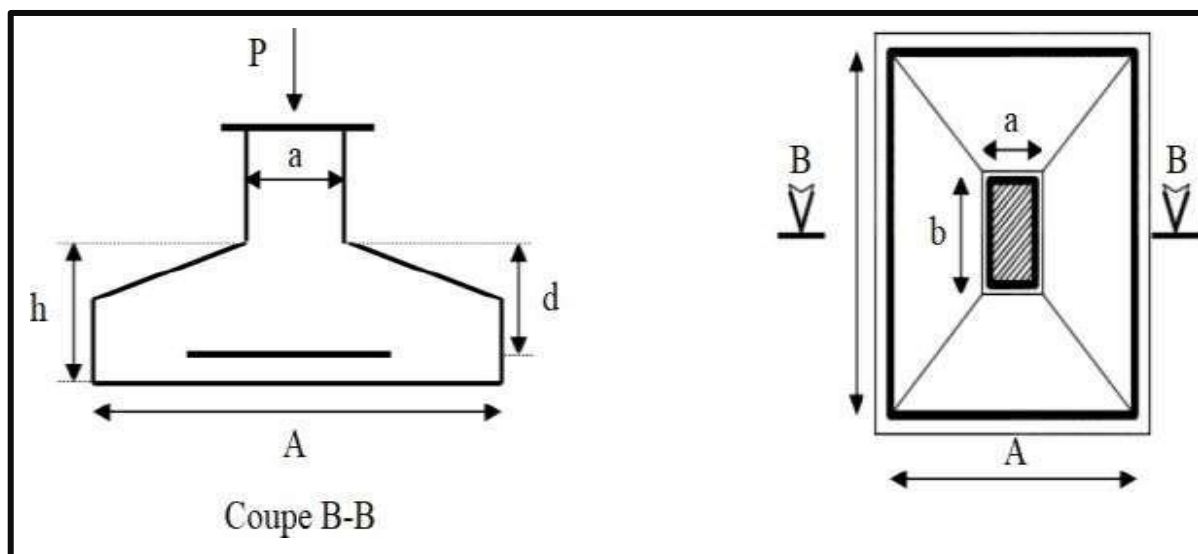


Figure VIII-1 : Semelle isolée

On a $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ Avec (a, b dimensions du poteau).

$$B \geq \sqrt{\frac{N \times b}{\sigma_{sol} \times a}} = 2,41m.$$

Vu que l'entraxe minimale entre les poteaux est de 1,31m, on remarque qu'il y aura un chevauchement entre les semelles. Donc ce type de semelles ne convient pas.

VIII.4.2 Vérification de la semelle filante

Ont vérifié la semelle filante intermédiaire la plus sollicitée

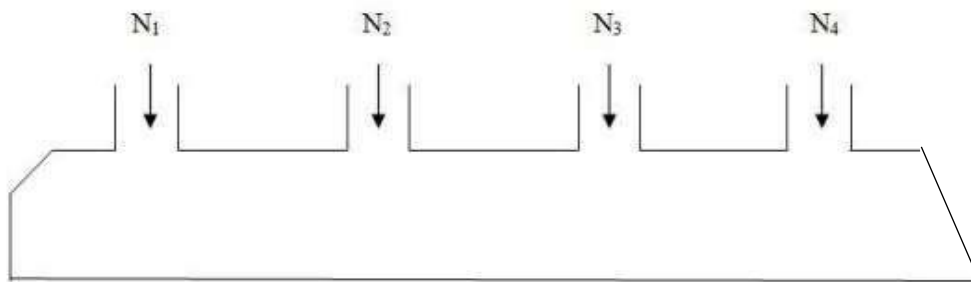


Figure VIII-2: Semelle filante

$N_1 = 738,985 \text{ KN}$; $N_2 = 1165,193 \text{ KN}$; $N_3 = 1128,525 \text{ KN}$; $N_4 = 749,233 \text{ KN}$.

On a : $B \geq \frac{N_i}{L \times \sigma_{sol}}$

$N_i = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 = 3781,936 \text{ KN}$.

$L = 7,9m \Rightarrow B \geq 2,17m$

Vu que l'entraxe minimale entre les poteaux est de 1,31m, on remarque qu'il y aura un chevauchement entre les semelles.

Donc ce type de semelles ne convient pas.

VIII.4.3 Radier général

Les deux premières vérifications ne sont pas vérifiées, ce qui veut dire que les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entre axes des poteaux, donc on passe en un radier général comme type de fondation pour notre ouvrage.

Le radier général peut être choisi par rapport à ces deux cas suivants :

- Un mauvais sol (contrainte admissible faible).
- Charge importante transmise au sol.

VIII.4.3.1 Pré dimensionnement

➤ Condition de coffrage :

$$\frac{L_{max}}{10} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\Rightarrow 53,75 \text{ cm} \leq h_r \leq 86 \text{ cm}$$

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

($L_{max} = 4.3\text{m}$).

➤ **Conditions de raideur (rigidité)**

$$\frac{\pi \times L_e}{4} \geq L_{max} \Rightarrow \frac{\pi \times L_e}{4} = 7,6 > 4.3 \text{ (Condition vérifiée).}$$

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou Flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \Rightarrow L_e = 9,78 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = 0,0285 \text{ m}^4$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton, $E = 32164,2 \text{ KN/m}^2$ I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4.10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$\text{On a : } h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times k}{\pi^4 \times E}} \Rightarrow h_r \geq 59,39 \text{ cm.}$$

Alors, on opte pour une hauteur du radier $h_r = 70 \text{ cm}$ qui vérifie les deux conditions de coffrage et de rigidité.

➤ **Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$N_s = 18943.9834 \text{ KN}$$

$$N_{rad} = 0,7 \times 25 \times 233,94 = 4093,95 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = N_s + N_{rad} = 23037,93 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow S_{rad} = 233,94 \text{ m}^2 \geq 115,19 \text{ m}^2 \text{ (condition vérifiée)}$$

La surface adoptée pour le radier est $S_{rad} = 233,94 \text{ m}^2$.

VIII.5 Vérifications

VIII.5.1 Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min (0,1 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$.

$$V_u = \frac{N_u \times l_{max} \times b}{2 \times s}$$

$$N_u = 25998.0721 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_u = 238,93 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,367 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa (condition vérifiée)}$$

VIII.5.2 Vérification du poinçonnement

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45° , la vérification se fait par la formule suivante :

$$Nu \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : périmètre du contour de cisaille projeté sur le plan moyen

Nu : L'effort normal transmis par le voile ou le poteau le plus sollicité

- **Sous le poteau le plus sollicité**

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$A = a + h_r = 0,45 + 0,70 = 1,15 \text{ m}$$

$$B = b + h_r = 0,45 + 0,70 = 1,15 \text{ m}$$

$$U_c = 2,3 \text{ m}$$

$$\Rightarrow Nu = 1,165 \text{ MN} < 1,2 \text{ MN (condition vérifiée)}$$

- **Sous le voile le plus sollicité**

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$A = a + h_r = 0,25 + 0,70 = 0,95 \text{ m}$$

$$B = b + h_r = 3,1 + 0,70 = 3,80 \text{ m}$$

$$U_c = 4,75 \text{ m}$$

$$Nu = 2,08 \text{ MN} < 2,5 \text{ MN (condition vérifiée)}$$

VIII.6 Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable.

On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

VIII.6.1 Calcul des sollicitations

$$\text{On a : } Nu = N_{\text{cual}} + N_{\text{urad}} = 25998,0721 + 5526,8325 = 31524,9046 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{Nu}{S_{\text{rad}}} = \frac{25998,0721}{233,13} = 134,76 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} = \frac{23037,93}{233,13} = 98,48 \text{ KN/m}^2$$

- **Le panneau le plus sollicité :**

$$L_x = 3,3 - 0,45 = 2,85 \text{ m}$$

$$L_y = 4,3 - 0,45 = 3,85 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,74 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux directions.}$$

ELU :

$$V = 0$$

$$\mu_x = 0,0634 \quad (\text{Annexe I})$$

$$\mu_y = 0,494$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 69,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = M_{0X} \times \mu_y = 34,27 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée**

$$M_t^x = 0,85 M_{0X} = 58,98 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 M_{0Y} = 29,12 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis**

$$M_a^x = -0,5 M_{0X} = -34,69 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0,5 M_{0Y} = -17,13 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$V_{\max} = \frac{q_u \times l_x}{2} = 192,27 \text{ KN}$$

ELS:

$$V = 0,2$$

$$\mu_x = 0,0696 \quad (\text{Annexe I})$$

$$\mu_y = 0,632$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$M_{0X} = \mu_x \times L X^2 \times q_s = 55,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = M_{0X} \times \mu_y = 35,18 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée**

$$M_t^x = 0,85 M_{0X} = 47,31 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 M_{0Y} = 29,90 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis**

$$M_a^x = -0,5 M_{0X} = -27,83 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0,5 M_{0Y} = -17,59 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times 0,7) \text{ m}^2$, et en respectant la condition de non-fragilité suivante :

Pour une dalle ($e \geq 12 \text{ cm}$; $\rho > 0,4$) :

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 b h \quad \rho_0 = 0,0008$$

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-1 : Ferraillage du radier dans les deux sens (x,y)

Localisation		M (KN.m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadp (cm ²)	St (cm)
Sens (xx)	En Travée	58,98	2,62	6,32	5HA14 = 7,7	20
	En Appuis	-34,69	1,53		5HA14 = 7,7	20
Sens (yy)	En Travée	29,12	1,29	5,6	5HA12 = 5,65	20
	En Appuis	-17,13	0,75		5HA12 = 5,65	20

VIII.6.2 Vérification à L'ELS

➤ État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-2: Vérification des contraintes dans le béton

Localisation		Mser (KN.m)	A (cm ²)	Y(m)	I(m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Sens (xx)	En Travée	47,31	7,7	0,11	3,41.10 ⁻³	1,52	Vérifiée
	En Appuis	- 27,83	7,7	0,11	3,41.10 ⁻³	0,89	Vérifiée
Sens (yy)	En Travée	29,90	5,65	0,10	2,50.10 ⁻³	1,19	Vérifiée
	En Appuis	- 17,59	5,65	0,10	2,50.10 ⁻³	0,70	Vérifiée

➤ Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-3: Vérification des contraintes dans l'acier

Localisation		Mser (KN.m)	A (cm ²)	Y(m)	I(m ⁴)	σ_{st} (MPa)	Observation
Sens (xx)	En Travée	47,31	7,7	0,11	3,41.10 ⁻³	112,37	Vérifiée
	En Appuis	- 27,83	7,7	0,11	3,41.10 ⁻³	66,10	Vérifiée
Sens (yy)	En Travée	29,90	5,65	0,1	2,50.10 ⁻³	98,67	Vérifiée
	En Appuis	- 17,59	5,65	0,1	2,50.10 ⁻³	58,05	Vérifiée

➤ Espacement des armatures (Fissuration nuisible)

Conformément au BAEL91 (A.8.2, 42) l'espacement doit vérifier la condition suivante :

Armature // à Lx St ≤ min (2e, 25cm) = 25cm, (Vérifié en travée et en appuis)

Armature // à Ly St ≤ min (3e, 33 cm) = 33 cm, (Vérifié en travée et en appuis)

➤ Schéma de ferrailage du radier

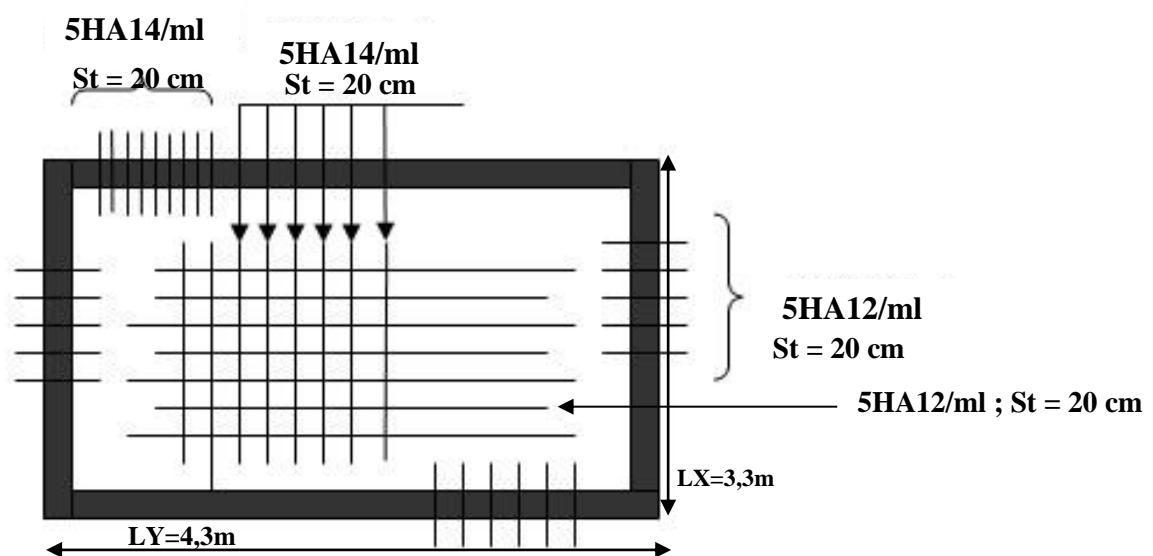


Figure VIII-3:Schéma de ferrailage du

VIII.7 Étude du voile périphérique

VIII.7.1 Introduction

D'après le **RPA2024 (Art 10.1.2)**, Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de **15 cm**.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de **0.1%** dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

➤ Caractéristiques des voiles

- Hauteur : $h = 3,74$ m.
- Epaisseur : $e = 20$ cm
- Longueur : $L = 3,3$ m

➤ Caractéristiques du sol :

- Poids spécifique : $\gamma_d = 22,3 \text{ KN/m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 15^\circ$
- Cohésion : $c = 0,3$ bars

VIII.7.2 Evaluation des charges et surcharges

➤ La poussée des terres

$$G = h \times \gamma_d \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Remarque : Pour le cas le plus défavorable on prend $c = 0$

$$G = 3,74 \times 22,3 \times \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{15}{2} \right) = 49,10 \text{ KN/ m}^2$$

➤ La surcharge accidentelle

$$q = 10 \text{ kn/m}^2$$

$$Q = q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2 \times c}{\gamma \times h} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 5,88 \text{ KN/ m}^2$$

➤ Ferrailage du voile périphérique

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

- **Diagramme des contraintes**

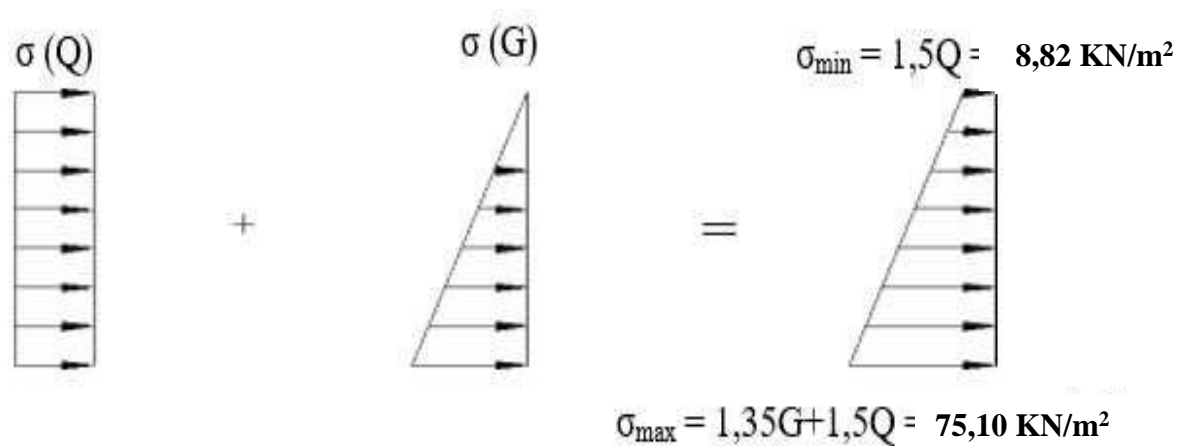


Figure VIII-4 : Diagramme des contraintes

A l'ELU

$$\sigma_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 75,10 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1,5 \times Q = 8,82 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 75,10 + 8,82}{4} = 58,53 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 58,53 \text{ KN/m}$$

A l'ELS

$$\sigma_{\max} = G + 1Q = 54,98 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 5,88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 54,98 + 5,88}{4} = 42,07 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 42,07 \text{ KN/m}$$

- **Pour le panneau le plus sollicité**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}; \text{ avec :}$$

$$L_x = 3,3 - 0,45 = 2,85 \text{ m}$$

$$L_y = 3,74 - 0,45 = 3,29 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \rho = 0,86 \text{ donc le voile travaille dans les deux sens}$$

- **Calcul des moments**

Le voile repose sur quatre appuis ($\rho > 0,4$)

ELU :

$$V = 0$$

$$\mu_x = 0,0498 \quad (\text{Annexe I})$$

$$\mu_y = 0,693$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 23,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 16,40 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée**

$$M_t^x = 0,85 M_{0x} = 20,12 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 M_{0Y} = 13,94 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis**

$$M_a^x = -0,5 M_{0X} = -11,83 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0,5 M_{0Y} = -8,2 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 53,35 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 34,68 \text{ KN}$$

ELS :

$$V = 0,2$$

$$\mu_x = 0,0569$$

$$\mu_y = 0,791$$

(Annexe I)

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$M_{0X} = \mu_x \times L X^2 \times q_s = 19,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = M_{0X} \times \mu_y = 15,37 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée**

$$M_t^x = 0,85 M_{0X} = 16,52 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 M_{0Y} = 13,06 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis**

$$M_a^x = -0,5 M_{0X} = -9,72 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0,5 M_{0Y} = -7,68 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times 0,2) \text{ m}^2$, et en respectant la condition de non-fragilité suivante :

Pour une dalle ($e \geq 12 \text{ cm}$; $\rho > 0,4$) :

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 b h \quad \rho_0 = 0,0008$$

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-4 : Ferraillage du voile périphérique

Localisation		M (KN.m)	Acal (cm²)	Amin (cm²)		Aadop(cm²)	St (cm)
				RPA	BAEL		
Sens (xx)	En Travée	20,12	3,98	2	1,71	5HA12 = 5,65	20
	En Appuis	-11,83	2,31			4HA10 = 3,14	25
Sens (yy)	En Travée	13,94	2,74	2	1,6	4HA12 = 4,52	25
	En Appuis	-8,2	1,65			4HA10 = 3,14	25

➤ **Vérification de l'effort tranchant (ELU)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{53,35 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,15} = 0,35 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa (condition vérifiée)}$$

VIII.7.3 Vérification à L'ELS

➤ État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-5: Vérification des contraintes dans le béton

Localisation		Mser (KN.m)	A (cm ²)	Y(m)	I(m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Sens (xx)	En Travée	16,52	5,65	0,04	1,23.10 ⁻⁴	5,35	Vérifiée
	En Appuis	-9,72	3,14	0,03	6,59.10 ⁻⁵	4,42	Vérifiée
Sens (yy)	En Travée	13,06	4,52	0,03	9,10.10 ⁻⁵	4,30	Vérifiée
	En Appuis	-7,68	3,14	0,03	6,59.10 ⁻⁵	3,50	Vérifiée

➤ Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d-y)}{I} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-6: Vérification des contraintes dans l'acier

Localisation		Mser (KN.m)	A (cm ²)	Y(m)	I(m ⁴)	σ_{st} (MPa)	Observation
Sens (xx)	En Travée	16,52	5,65	0,04	1,23.10 ⁻⁴	221,61	Non vérifiée
	En Appuis	-9,72	3,14	0,03	6,59.10 ⁻⁵	266,5	Non vérifiée
Sens (yy)	En Travée	13,06	4,52	0,03	9,10.10 ⁻⁵	258,33	Non vérifiée
	En Appuis	-7,68	3,14	0,03	6,59.10 ⁻⁵	209,77	Non vérifiée

Remarque : On doit calculer les armatures à l'ELS, car les contraintes de traction ne sont pas vérifiées ni en travée, ni en appuis.

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \times \overline{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90 \beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b d^2 \overline{\sigma}_{st}}$$

Tableau VIII-7 : La section d'armature dans le voile périphérique l'ELS

Localisation		Mser (KN.m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)		Aadop(cm ²)	St (cm)
				RPA	BAEL		
Sens (xx)	En Travée	16,52	6,04	2	1,71	5HA14 = 7,70	20
	En Appuis	-9,72	3,48			4HA14 = 6,16	25
Sens (yy)	En Travée	13,06	4,72	2	1,6	5HA14 = 7,70	20
	En Appuis	-7,68	2,72			4HA12 = 4,52	25

Tableau VIII-8 : Vérification de la contrainte de l'acier a l'ELS

Localisation		Mser (KN.m)	A (cm ²)	Y(m)	I(m ⁴)	σ_{st} (MPa)	Observation
Sens (xx)	En Travée	16,52	6,04	0,04	$1,61.10^{-4}$	168,26	Vérifiée
	En Appuis	-9,72	3,48	0,04	$1,33.10^{-4}$	120,58	Vérifiée
Sens (yy)	En Travée	13,06	4,72	0,04	$1,61.10^{-4}$	133,84	Vérifiée
	En Appuis	-7,68	2,72	0,03	$1,06.10^{-4}$	130,42	Vérifiée

➤ Espacement des armatures

Conformément au **BAEL91 (A.8.2, 42)** l'espacement doit vérifier la condition suivante :
Fissuration nuisible.

Armature // à L_x $St \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$ (Vérifié en travée et en appuis)

Armature // à L_y $St \leq \min(3e, 33\text{ cm}) = 33\text{cm}$ (Vérifié en travée et en appuis)

➤ Schéma de ferrailage du voile périphérique

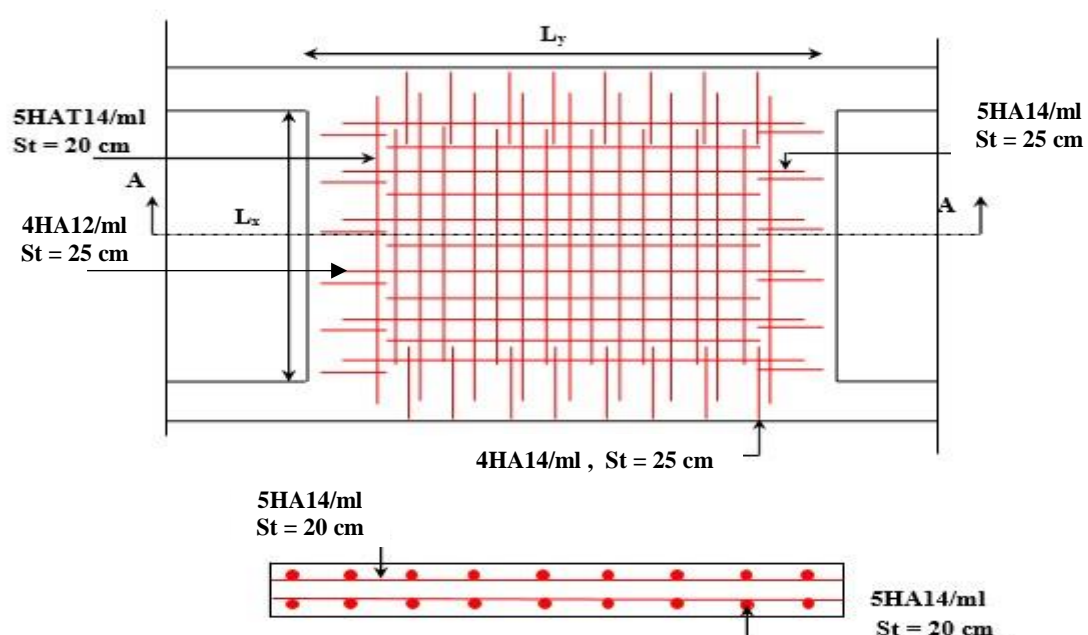


Figure VIII-5 : Schéma de ferrailage du voile périphérique

VIII.8 Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Après avoir fait toutes les vérifications nécessaires concernant ce chapitre, nous avons constaté que le radier est le choix qui correspond à notre structure pour éviter le chevauchement et vu la fragilité de la contrainte admissible du sol.

Et parmi les avantages de semelle radier on a :

- Les surfaces importantes des semelles, ce qui conduit à minimiser les forces de pression apportée par la structure.
- La facilité de réalisation.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale :

Le rôle de l'ingénieur en structures au sein d'un projet de construction de bâtiment est crucial. Sa mission est de concevoir et de calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les forces prévues et garantir une durabilité adéquate durant toute la phase d'exploitation. Le projet que nous avons mené nous a permis d'utiliser des logiciels de calcul, qui sont devenus des outils essentiels pour l'analyse des ouvrages en béton armé. Grâce au logiciel ETABS, nous avons réalisé les dimensionnements et les calculs des divers éléments des structures porteuses. Il est également apparu que l'utilisation de l'informatique oblige l'ingénieur à formuler un ensemble d'hypothèses et de vérifications afin de rendre les résultats correctement exploitables pour son travail. Par conséquent, nous avons été amenés à utiliser, moyennant certaines vérifications, les résultats pour le dimensionnement des différents éléments de la structure. Nous nous sommes également familiarisés avec les réglementations et les normes de construction en béton armé. En ce qui concerne la disposition des contreventements, qu'ils soient en béton armé ou en charpente métallique, nous avons constaté qu'elle a une importance bien plus significative que la simple quantité de matériaux à intégrer dans une structure et joue un rôle clé dans le comportement face aux séismes. Pour cette raison, l'architecte et l'ingénieur civil doivent collaborer dès le départ afin de créer une œuvre qui respecte conjointement une conception parasismique adaptée et efficace, tout en conformant à l'expression et aux intentions architecturales visées.

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

Bibliographie

- Règles de béton armé aux états limites (**BAEL 91 modifiées 99**).
- Formulaire de calcul des sections du béton armé selon le **BAEL91** et le **CBA93**.
- Règles parasismiques Algérienne (**RPA2024**).
- Document technique réglementaire (**DTR B.C.2.2**) charges permanentes et charges d'exploitations.
Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**).
- Cours des années de spécialité.
- Ancien mémoire de fin d'étude.

Outils informatiques

- Logiciel AUTOCAD.
- Logiciel ETABS 2016.
- Logiciel Excel et Word.

ANNEXE

ANNEXE

ANNEXE1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEURS CONTOURS

$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.594
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1081	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0662	0.5105	0.0684	0.6447
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.658
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.671
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.5358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.7481	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0455	0.5704	1	0.0368	1	0.0441	1
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

ANNEXE

ANNEXE 2

SECTION REELLES D'ARMATURES
Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,19	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,7	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,7	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

RAPPORT DE SOL

• Classification du site

Afin de pouvoir classer le site d'étude, nous avons utilisé les résultats fournis par les essais au SPT réalisés sur l'assiette du projet.

En se référant alors au tableau 3.2 du RPA (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003), nous pouvons conclure que le site en question est classé dans la catégorie S2 (sol ferme).

VIII. Les essais réalisés au laboratoire :

Les échantillons de sol prélevés, lors des sondages carottés réalisés, ont fait l'objet d'essais physico-mécaniques et d'analyses chimiques au laboratoire.

VIII.1 Essais physiques

A. Teneur en eau, Densité sèche et Degrés de saturation (NF P 94-050 Septembre 1995/ NF P 94-0.53 Octobre 1991 « Méthode par immersion dans l'eau »)

La teneur en eau d'un sol est déterminée en mesurant la perte d'eau d'un échantillon représentatif après séchage à l'étuve jusqu'à une masse constante à une température de 105°C. On compare ensuite cette masse d'eau perdue (évaporée) à la masse des solides obtenus après séchage.

La densité donne une indication utile sur la compacité des sols. C'est un paramètre important pour le calcul, entre autres, de la capacité portante du sol. Elle est proportionnelle à la valeur de la teneur en eau naturelle.

Tableau N° 03 : Teneur en eau, densité sèche et degré de saturation

Sondage	Profondeur (m)	Densité sèche « γ_d » (t/m ³)	Densité humide « γ_h » (t/m ³)	Teneur en eau « W » (%)	Degré de saturation « Sr » (%)
SC N°01	1.25/1.40	2.18	/	/	/
	1.80/2.00	2.23	/	/	/
	2.80/3.00	2.19	/	/	/

On constate d'après les valeurs obtenues, que le sol présent :

- Des densités élevées qui révèlent très dense.

X. Conclusion :

En vu de l'élaboration de l'étude de sol des «46 logements LPA, à Oued Ghire», des travaux de reconnaissance géotechnique ont été effectués sur l'assiette du projet, ce dernier se situ sur un terrain d'une topographie accidentée, il est constitué essentiellement par une couche de remblais suivi par une roche gréseuse consolidé et compacts.

Les essais au laboratoire réalisés sur les échantillons prélevés ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- Les sols sont très denses ;
- Le sol en place possède une agressivité nulle du sol, selon les normes NF P 18-011 du 06/92 ;

D'après les résultats obtenus, nous vous recommandons des fondations superficielles avec une contrainte admissible **Qadm de 2.00 Bar** qu'il ya lieu d'ancrer à **1.50 m** de profondeur.

Aucune nappe d'eau n'a été détectée lors de notre campagne d'investigation géotechnique.

La résistance à la compression simple sur les échantillons prélevés Indique **une roche de Faible Résistance**.

D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismique Algérienne RPA 99, révisé en 2003, la wilaya de Bejaia est classée en zone **Ila**, de sismicité moyenne. Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des structures en bétons armés.

L'espace de temps séparant les terrassements à la mise en place des bétons, doit être réduit pour éviter la stagnation prolongée et l'infiltration des eaux.

Nous sommes à votre entière disposition pour toute information complémentaire.

L'Ingénieur Chargée d'Études

Le chef de Département Technique

Le Directeur

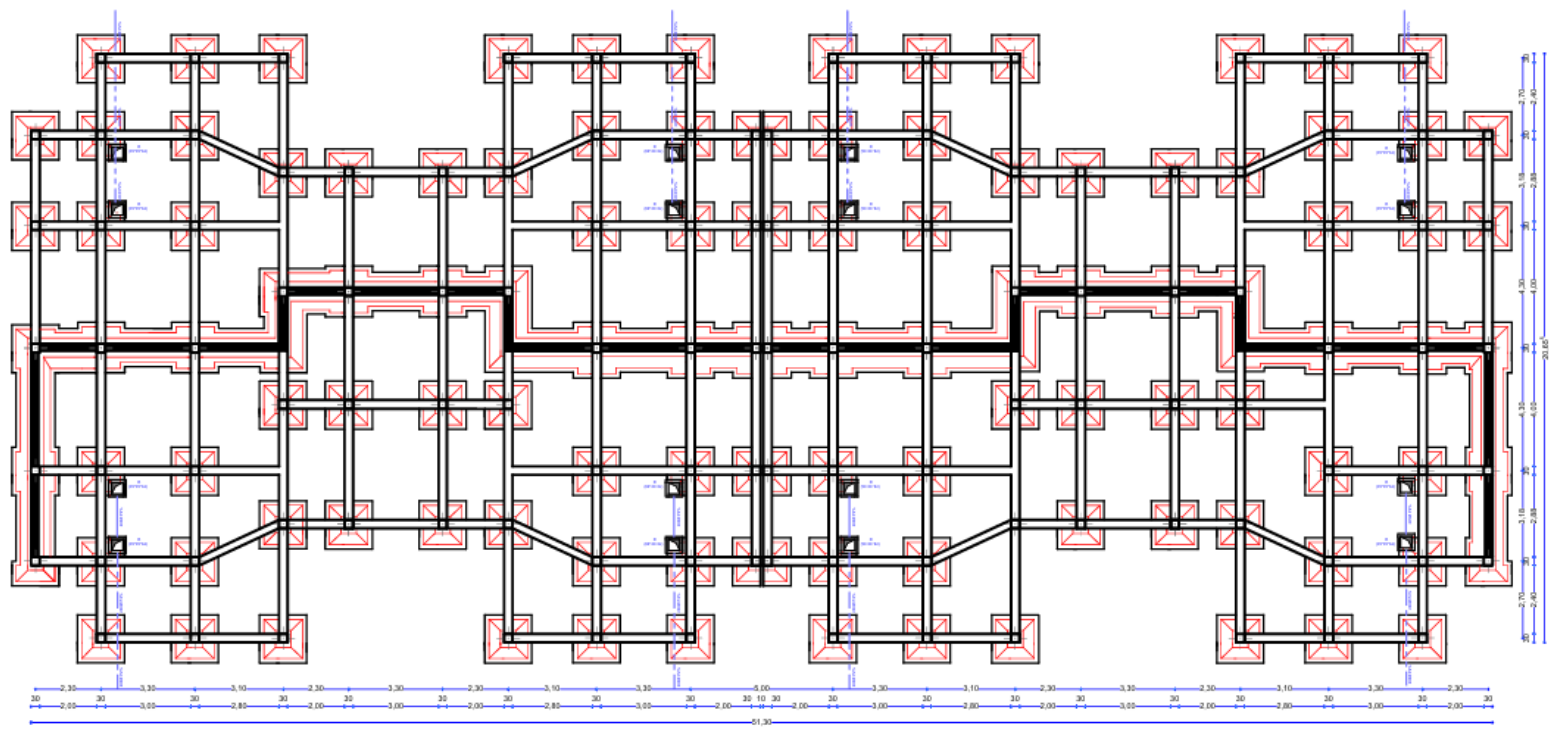
SAIDANI Yannis

Ingénieur Chef de Projet

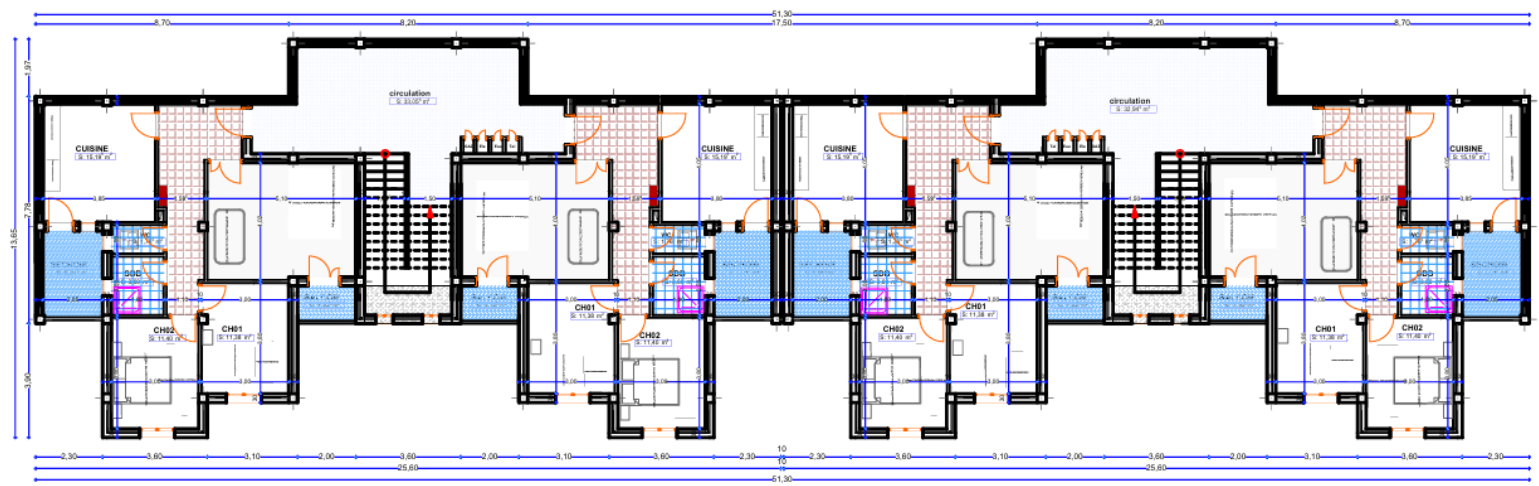
SAIDI Karim

Directeur

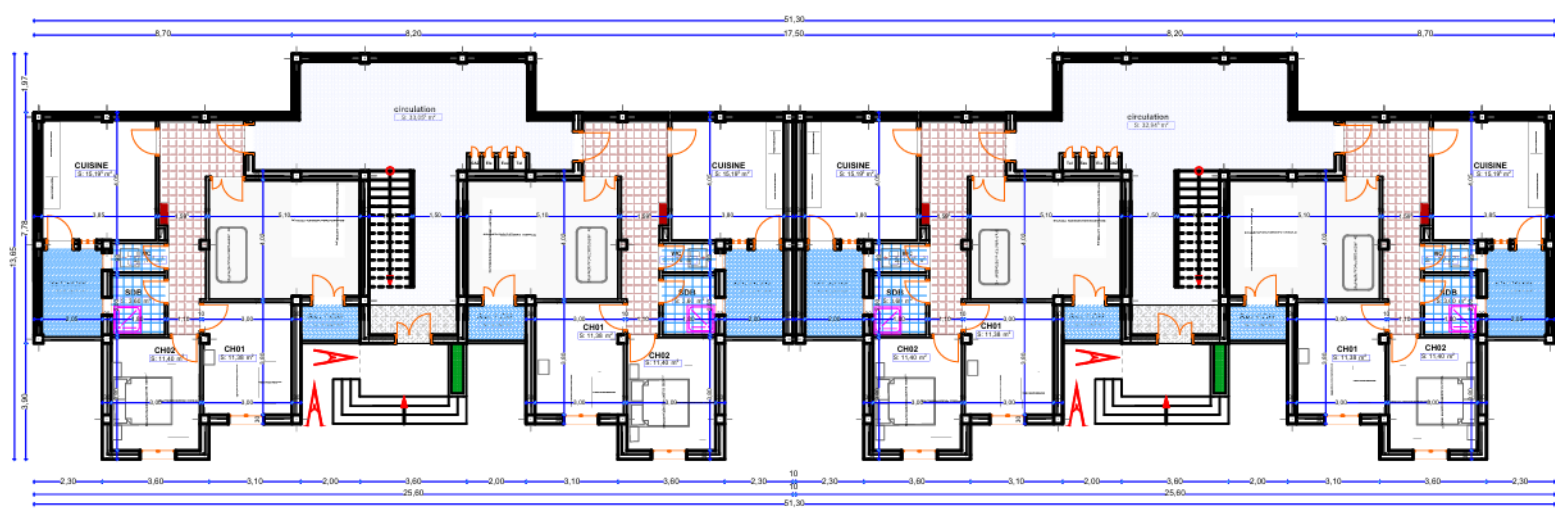
PLAN DU
BÂTIMENT
(BLOC B)



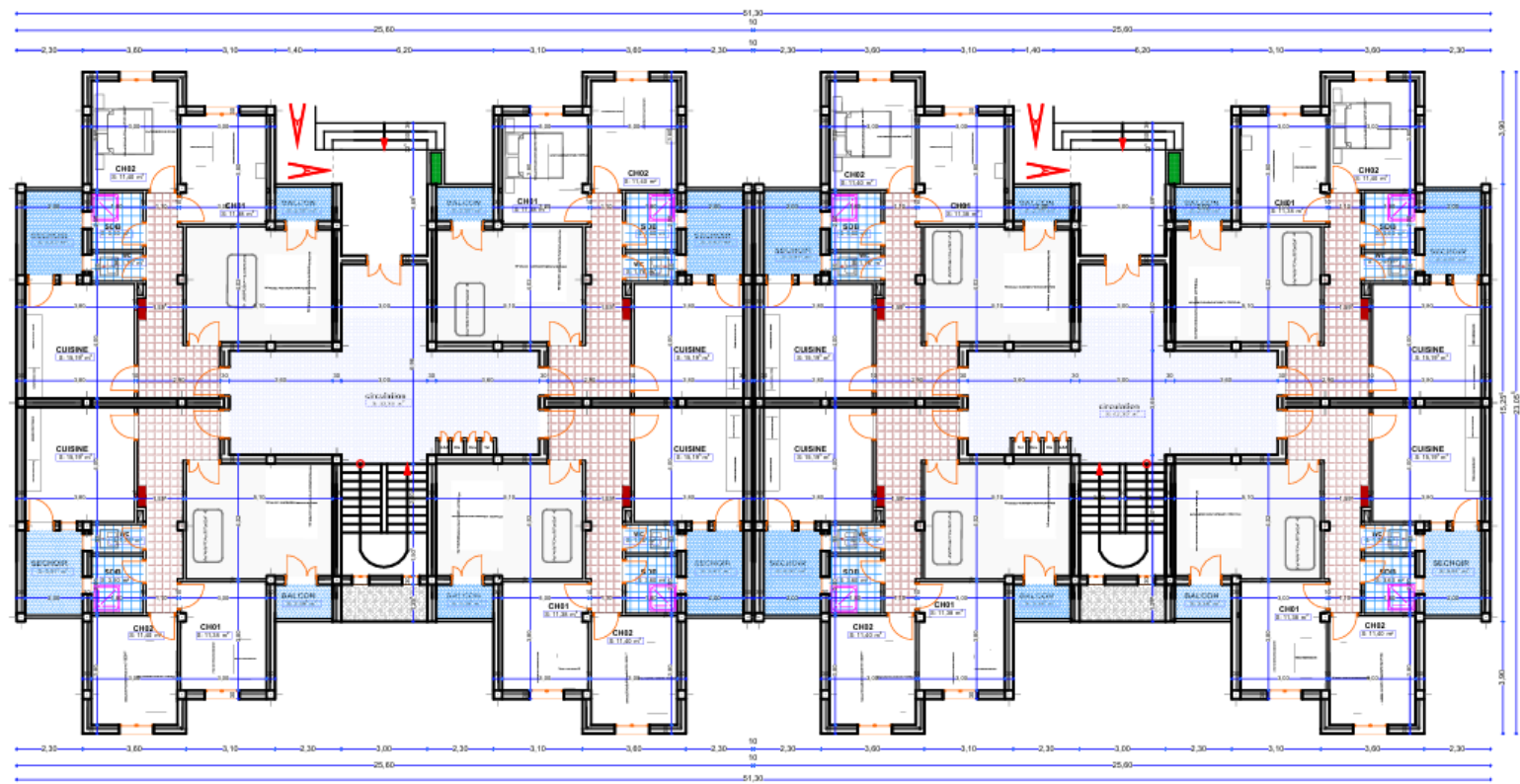
Plan de la fondation



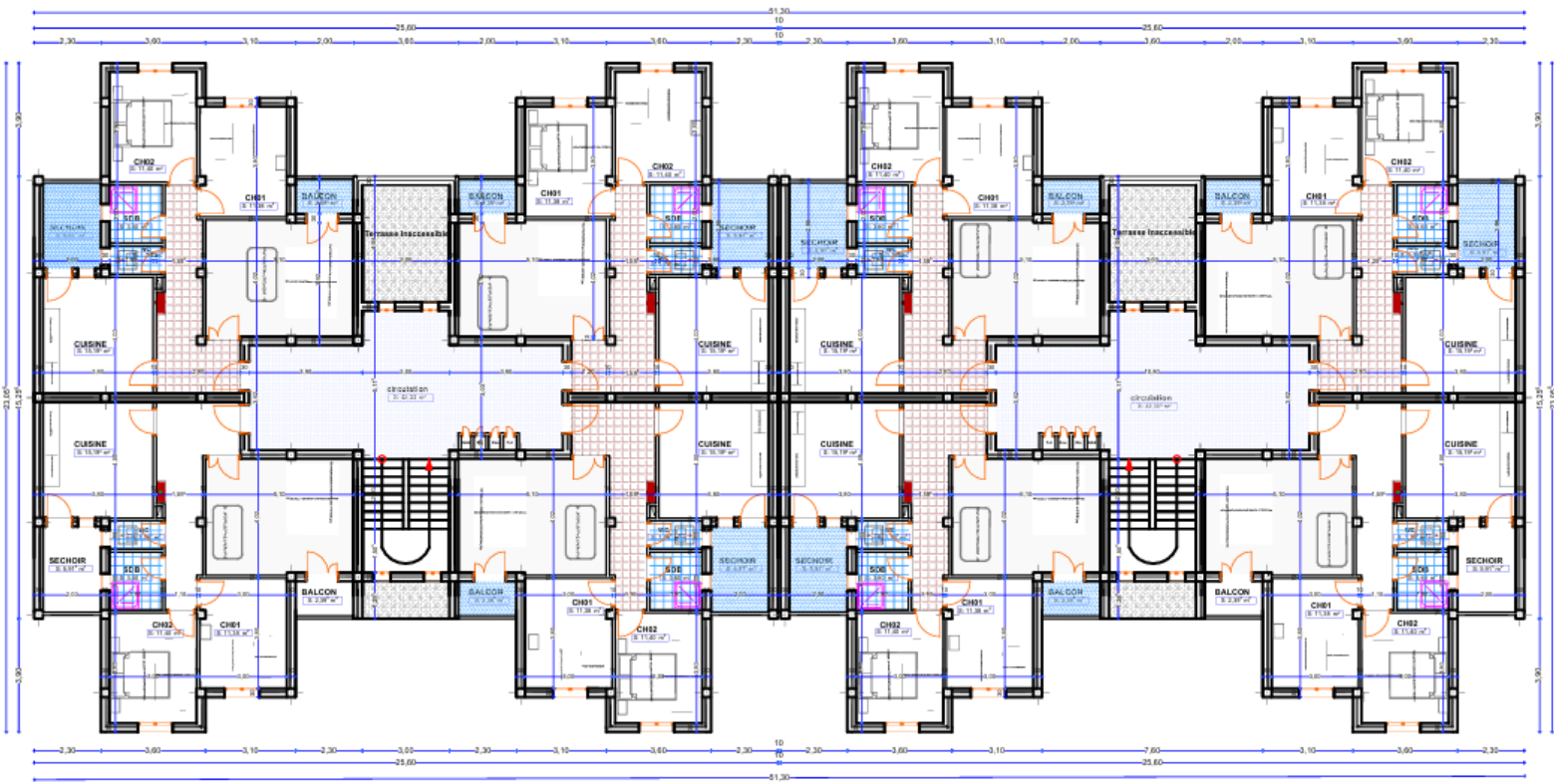
Plan de l'entre-sol 1



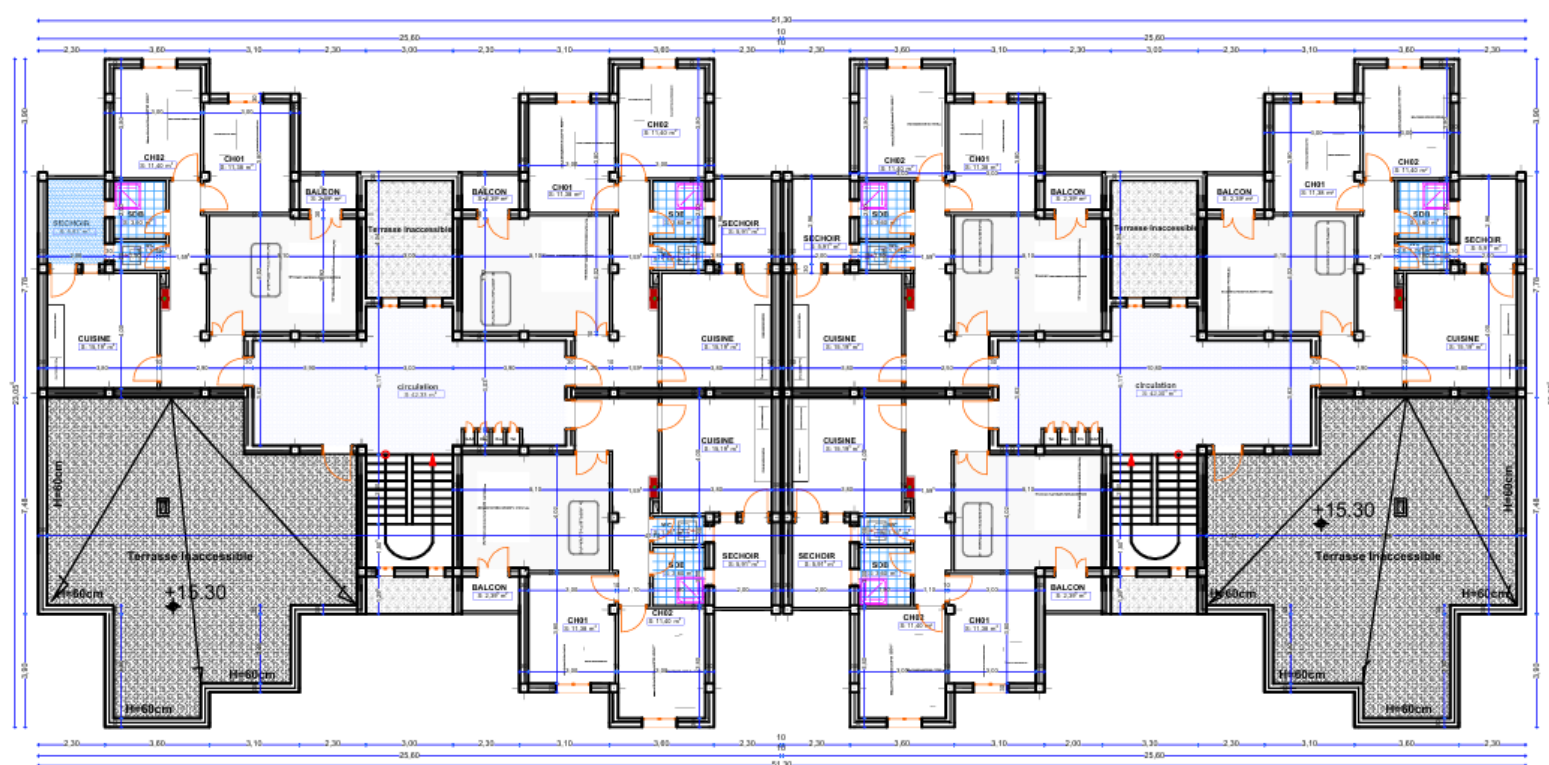
Plan de l'entre-sol 2



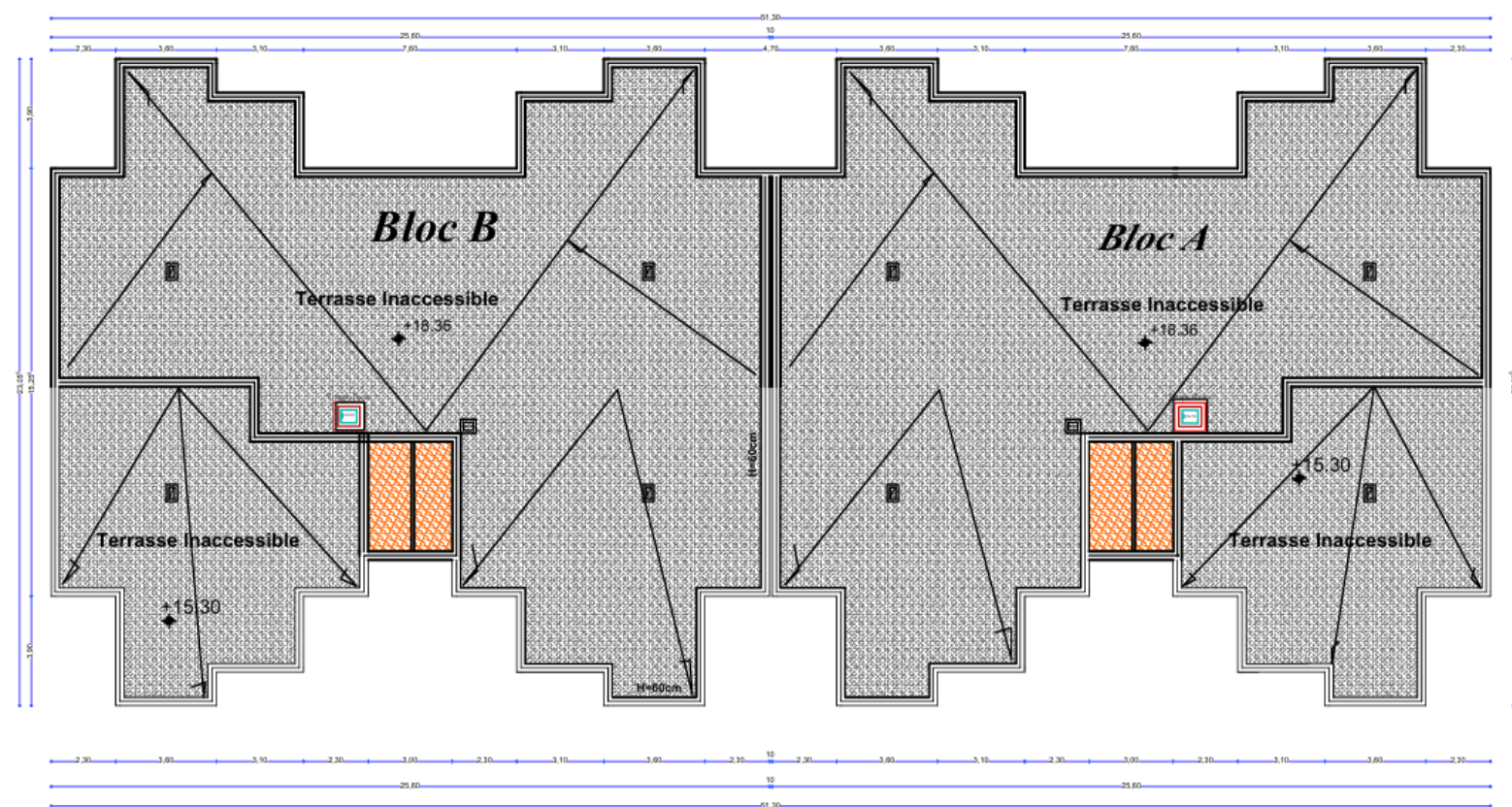
Plan du RDC



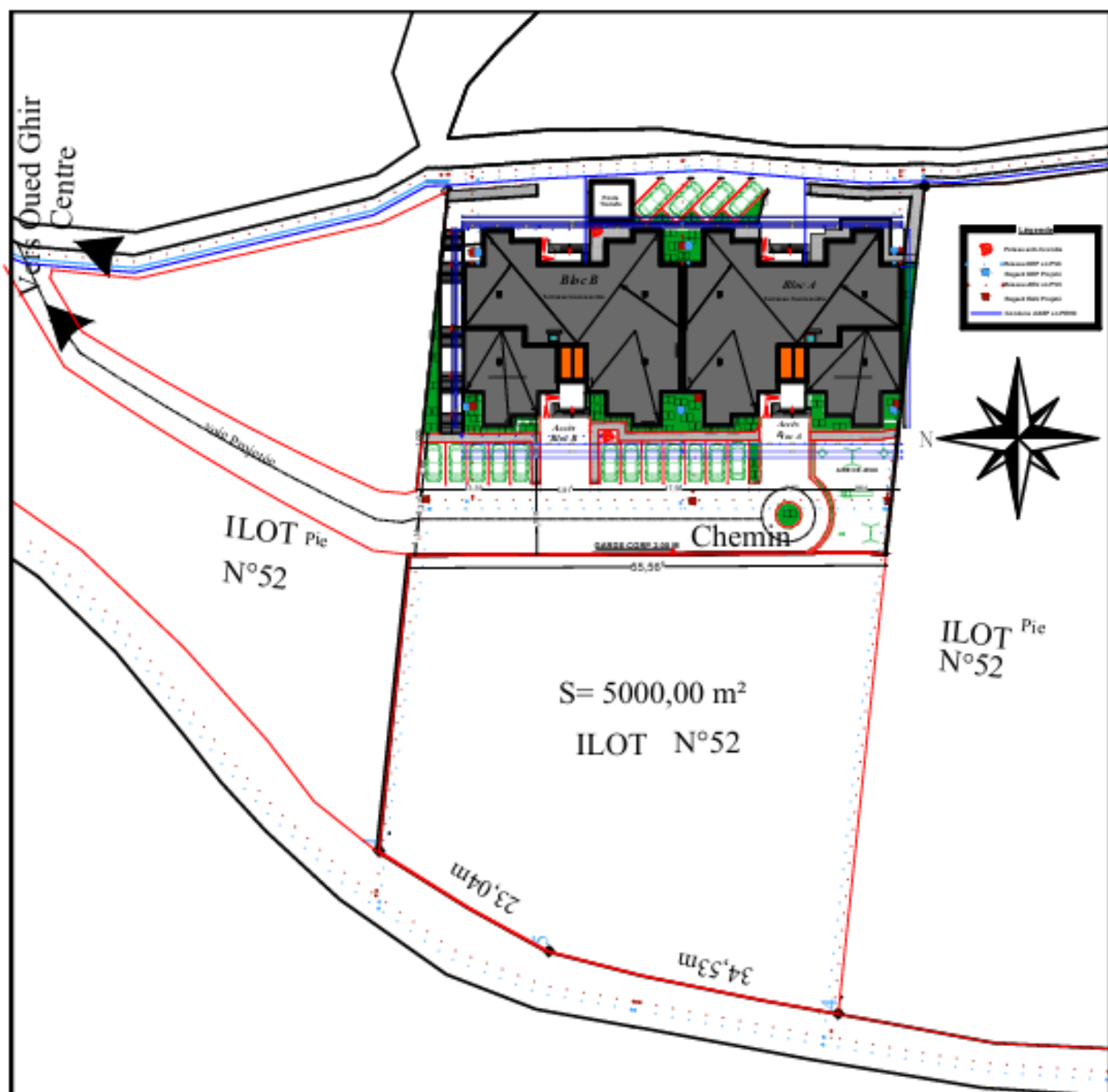
Plan du 1^{er} au 4^{ème} étages



Plan du 5^{ème} étage



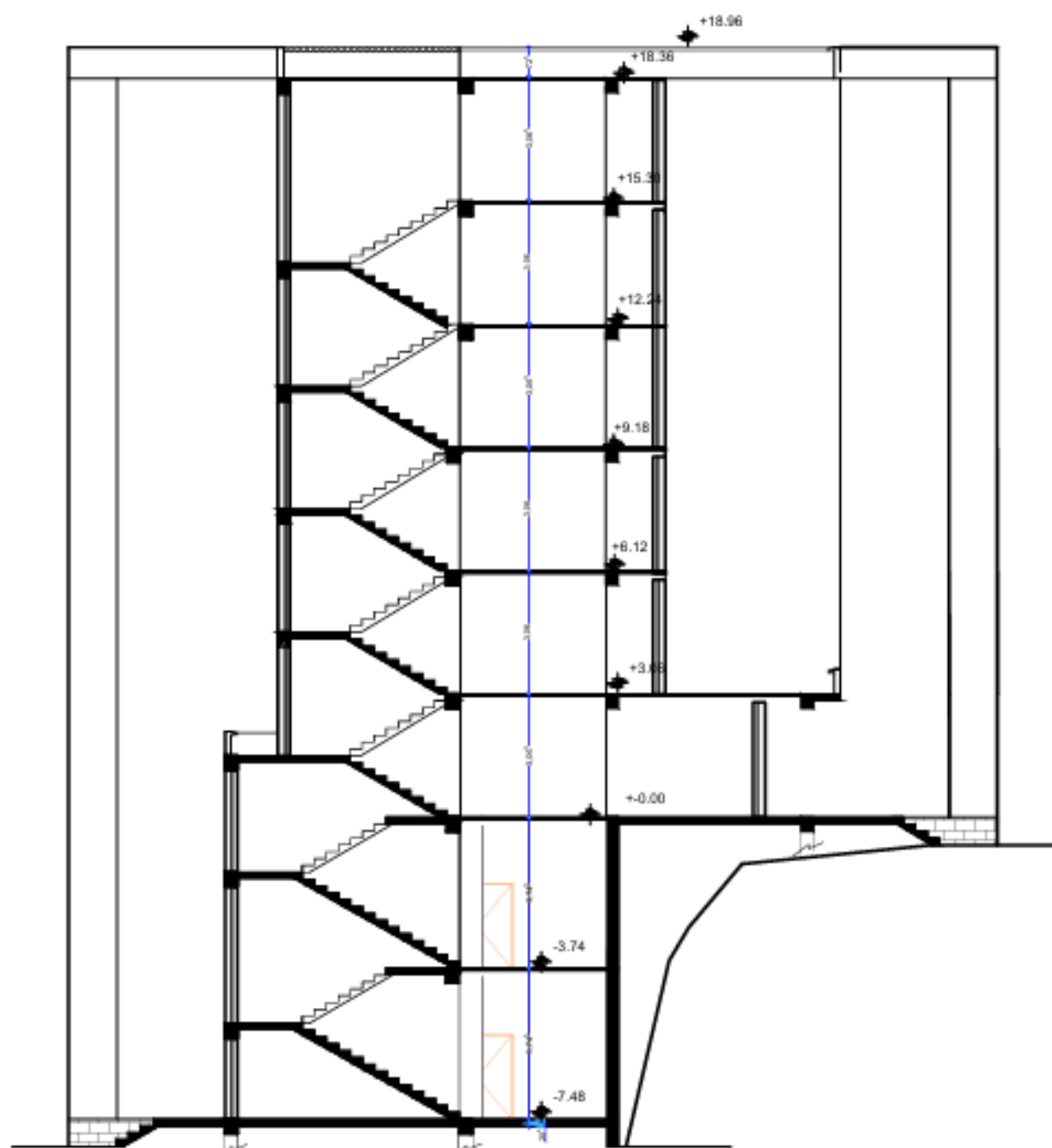
Plan de la toiture



Plan de masse



Façade principale



Summary

This project involves the design and study of a reinforced concrete building (ground floor + 5 with 2basement levels) for residential use, located in the province of Bejaïa, a region classified as a high seismicity zone (zone VI). The structure's resistance to horizontal and vertical loads is ensured by a bracing system consisting of walls.

The sizing and calculation of the reinforcement of all structural elements were carried out in accordance with current Algerian regulations (RPA2024, CBA93, BAEL). The seismic study was carried out using ETABS software version 16.2.0, based on the finite element method.

Keywords

Building (ground floor + 5 with 2 basement levels), reinforced concrete, high seismicity zone (zone VI), Wind bracing consisting of walls, Algerian regulations, ETABS software, finite element method.

ملخص

يتضمن هذا المشروع تصميم ودراسة مبنى سكني من الخرسانة المسلحة (طابق أرضي + 5 طوابق مع طابقين سفليين)، يضمن نظام تدعيم الجدران مقاومة الهيكل (VI المنطقة) يقع في ولاية بجاية، وهي منطقة مُصنفة كمنطقة زلزالية عالية للأحمال الأفقية والرأسية.

، (RPA2024 ، CBA93) تم تحديد أبعاد وحساب تسليح جميع العناصر الإنشائية وفقاً للأنظمة الجزائرية الحالية الإصدار 16.2.0، بالاعتماد على طريقة العناصر ETABS أجريت الدراسة الزلزالية باستخدام برنامج (BAEL). المحدودة. الكلمات

:المفتاحية

، (VI المنطقة) مبنى (طابق أرضي + 5 طوابق مع طابقين سفليين)، خرسانة مسلحة، منطقة زلزالية عالية ، طريقة العناصر المحدودة ETABS تدعيم الرياح المكون من جدران، الأنظمة الجزائرية، برنامج

Résumé

Ce projet consiste à concevoir et à étudier un bâtiment (RDC+5 avec 2 entre-sols) en béton armé, à usage d'habitation, sis à la wilaya de Bejaïa, cette région est classée dans la zone de sismicité élevée (zone VI). La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement constitué par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments de la structure ont été réalisés conformément aux réglementations algériennes en vigueur (RPA2024, CBA93, BAEL). L'étude sismique a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS version 16.2.0, basée sur la méthode des éléments finis.

Mots clés

Bâtiment (R+5 avec 2 entre-sols), béton armé, zone de sismicité élevée (zoneVI), Contreventement constitué par des voiles, Règlements Algériens, logiciel ETABS, méthode des éléments finis.