

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE



- جامعة سعد دحلب - البلدية 1
Université Saad Dahleb Blida 1

كلية التكنولوجيا
Faculté De Technologie

قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Structure

THÈME

ETUDE D'UN BATIMENT EN V (R+10 + UN SOUS-SOL)
CONTREVENTEE PAR DES VOILES EN BETON ARME

Etudié et réalisé par

MAHIEDDINE SIDAHMED

BOUGUERNOUT MOUNIRA

Devant le jury composé de :

	U. Saad Dahleb-Blida	Président
	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
Mr. AMELLAL Omar	U. Saad Dahleb-Blida	Promoteur

Blida, Juin 2024.

Remercîments

Chaque bénédiction dans ce monde revient au Puissant Créateur, on tient à remercier Allah le clément et l'unique de nous avoir donné la force, le courage et la patience de mener à bien ce modeste travail.

On souhaite exprimer particulièrement nos plus vifs remerciements et notre profonde reconnaissance à notre promoteur Mr. Amellal Omar qui a accepté de nous avoir encadré et accordé son entière disponibilité malgré ses obligations multiples et de nous avoir fourni toute sa claire voyance quant à l'orientation et les précieux conseils qui ne se résument pas dans le domaine génie civil uniquement, c'est un grand honneur pour nous de l'avoir comme encadreur.

Nous remercions également les membres de jury qui nous feront l'honneur d'évaluer et juger ce travail.

Nous tenons à remercier également nos parents respectifs pour tous les sacrifices qu'ils ont voulu bien consentir à notre égard tout le long de notre cursus éducatif.

Nos remerciements vont également à tous les enseignants de l'université SAAD DAHLEB Blida-1 et en particulier à ceux du département de génie civil qui ont contribué à notre formation.

Dédicace

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ce qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

A l'homme, mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect : mon cher père hacene

A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non âme exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse : mon adorable mère saliha.

A mes chères sœurs djazia, chahinez, imen, khadidja, kaouther, qui n'ont pas cessée de me conseiller et m'encourager et soutenir tout au long de mes études. Que dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur.

A mon adorable petite sœur ikram qui sait toujours comment procurer la joie pour toute la famille.

A mes grands-parents, mes oncles et mes tantes. Que dieu leur donne une longue et joyeuse vie.

A tous les cousins, les cousines et mes collègues que J'ai connus jusqu'à maintenant.

Merci pour leur amour et leur encouragement.

Sans oublier mon binôme sidahmed pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.

Mounira

Dédicace

Je dédié ce modeste travail

A mes très chère parents qui mon guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère Meriem qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie et mon père kais qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis aujourd'hui, merci infiniment mes parents.

A ma très cher sœur manel.

A toute ma famille 'MAHIEDDINE'

A mes amis, mes camarades et mes cousins

A mes grands-parents, mes oncles et mes tantes. Que dieu leur donne une longue et joyeuse vie.

A mon encadreur bien sur Mr.amellal Omar qui nous a aider et nous a orienté dans l'élaboration de notre mémoire

A toute la promotion de génie civil 2024

sidahmed

ملخص

هذا العمل عبارة عن دراسة تفصيلية لمبنى على شكل حرف متعدد الاستخدامات ويتكون من سرداب ودور أرضي بالإضافة إلى عشرة طوابق فوق سطح الأرض. يقع المبنى بولاية خميس مليانة عين الدفلى

تتكون دراستنا من أجزاء مختلفة

الجزء الأول: هو وصف عام للمشروع، حيث يصف الجوانب المعمارية لعناصر هذا المبنى، وخواص المواد والأبعاد الأولية للهيكل، ونزول الأحمال

الجزء الثاني: مخصص لحساب العناصر الثانوية مثل الكمرات والشرفات والسلالم والدرابزين

الجزء الثالث: باستخدام برنامج بدأنا بدراسة ديناميكية لتحديد الضغوط المختلفة الناتجة عن التحميل (الأحمال الدائمة، حمل التشغيل وأيضا الحمل الزلزالي)

الجزء الرابع: يشمل هذا الجزء تدعيم عناصر المقاومة المختلفة للهيكل (كمرات، أعمدة، أشرعة)

وأخيرا، قمنا بحساب الأساس وتعزيزه

باختصار، تقدم هذه الدراسة نظرة شاملة ومفصلة عن عملية تصميم المباني الخرسانية المسلحة، مع التركيز على المواد والأساليب والتقنيات المستخدمة لضمان جودة وسلامة ومتانة الهيكل النهائي

الكلمات المفتاحية: العمارة، الخرسانة المسلحة

ETABS, SOCOTEC, RPA99version2003, BAEL91

Résumé

Ce travail est une étude détaillée d'un bâtiment en forme de V aux usages variés, composé d'un sous-sol un RDC plus dix étages au-dessus du sol. Le bâtiment est situé à la Wilaya de Khemis Miliana, AIN DEFLA.

Notre étude se compose de différentes parties :

La première partie : est une description générale du projet, qui décrit les aspects architecturaux des éléments de ce bâtiment, les propriétés des matériaux et le dimensionnement préliminaire de la structure, et la descente de charge.

Deuxième partie : est destinée au calcul des éléments secondaires tels que poutrelle, balcons, escaliers et l'acrotère.

Troisième partie : À l'aide du logiciel ETABS, nous avons commencé par une étude dynamique afin de déterminer différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, charge d'exploitation et aussi la charge sismique).

Quatrième partie : Cette partie comprend le renforcement des différents éléments de résistance de la structure (poutres, poteaux, voiles).

Enfin, nous avons calculé la fondation et son renforcement.

En résumé, cette étude fournit un aperçu complet et détaillé du processus de conception des bâtiments en béton armé, en se concentrant sur les matériaux, les méthodes et les techniques utilisées pour garantir la qualité, la sécurité et la durabilité de la structure finale.

MOTS CLES : bâtiment, béton armé, ETABS, SOCOTEC, RPA99version2003, BAEL91

Abstract

This work is a detailed study of a V-shaped building with varied uses, consisting of a basement and a ground floor plus ten floors above ground. The building is located in the Wilaya of Khemis Miliana, AIN DEFLA.

Our study consists of different parts:

The first part: is a general description of the project, which describes the architectural aspects of the elements of this building, the properties of the materials and the preliminary dimensioning of the structure, and the load descent.

Second part: is intended for the calculation of secondary elements such as beams, balconies, stairs and the parapet.

Third part: Using the ETABS software, we started with a dynamic study in order to determine different stresses due to loading (permanent loads, operating load and the seismic load).

Fourth part: This part includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (beams, posts, sails).

Finally, we calculated the foundation and its reinforcement.

In summary, this study provides a comprehensive and detailed overview of the design process of reinforced concrete buildings, focusing on the materials, methods and techniques used to ensure the quality, safety and durability of the final structure.

KEYWORDS : building, reinforced, concrete, ETABS, SOCOTEC, RPA99version2003, BAEL91

Liste des Figures

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Figure.I.1 : Diagramme des contraintes - déformations pour le béton.....	8
Figure I.2 : Diagramme des contraintes du béton à L'ELU (compression-flexion).....	9
Figure 1.3 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.....	10
Figure I.4 : Diagramme Contrainte Déformation de L'Acier.....	12

Chapitre II : Pré-dimensionnement

FigureII.1 : Coupe du plancher à corps creux.....	17
Figure II.2 : Pré-dimensionnement des poutrelles.....	18
FigureII.3 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.....	19
Figure II.4 : Coupe verticale de plancher courant à corps creux.....	20
Figure II.5 : Coupe Murs extérieurs.....	20
Figure II.6 : Coupe Murs intérieurs.....	21
FigureII.7 : coupe de voile en élévation.....	42

Chapitre III : calculs des éléments secondaires

Figure III.1 : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.....	44
Figure III.2 : Treillis soudé.....	46
Figure III.3 : Digramme des moments fléchissant.....	49
Figure III.4 : Digramme des efforts tranchant.....	50
Figure III.5 : Digramme des moments fléchissant.....	51
Figure III.6 : Digramme des efforts tranchant.....	52
Figure III.7 : Digramme des moments fléchissant.....	55
Figure III.8 : Digramme des efforts tranchant.....	55
Figure III.9 : les dimensions de l'acrotère et le schéma statique.....	58
Figure III.10 : l'effort sismique.....	59
Figure III.11 : diagramme des efforts.....	60
Figure III.12 : section de l'acrotère.....	60
Figure III.13 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	65

Figure III.14 : Schéma statique du balcon.....	66
Figure III.15 : Plan de ferrailage du balcon.....	69
Figure III.16 : Schéma d'un escalier.....	70
Figure III.17 : schéma statique de l'escalier.....	71
Figure III.18 : schéma d'escalier de trois volées.....	71
Figure III.19 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU.....	74
Figure III.20 : Diagramme des moments flechissant et des efforts tranchants a LELU.....	76
Figure III.21 : schéma statique de l'escalier type2.....	81
Figure III.22 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU.....	84
Figure III.23 : ferrailage de l'escalier volée 1.....	91
Figure III.24 : ferrailage de l'escalier volé 2 et 3.....	92

Chapitre IV : étude dynamique

Figure IV.1 : spectre de réponse.....	96
Figure IV.2 : vue en plan du modèle initial du RDC.....	100
Figure IV.3 : vue en plan du modèle initial des étages courant.....	100
Figure IV.4 : 1 ^{er} mode translation parallèle à y-y.....	101
Figure IV. 5 : 2eme mode translation parallèle à x-x.....	101
Figure IV. 6 : 3ème mode translation parallèlement à x-x.....	101
Figure IV.7 : vue en plan avec voiles.....	102
Figure IV.8 : Mode 1 translation parallèlement à y-y.....	103
Figure IV.9 : mode 2 translation parallèlement à x-x.....	103
Figure IV.10 : Mode 3 rotation.....	103
Figure IV.11 : la vue en 3D.....	112
Figure IV.12 : vue en plan avec voiles.....	112
Figure IV.13 : Mode 1 translation parallèlement x-x.....	113
Figure IV.14 : mode 2 translation parallèlement à y-y.....	113
Figure IV.15 : Mode 3 rotation.....	114

Chapitre V : ferrailages des éléments structuraux

FigureV.1 : schémas de ferrailage pour les poutres principales et secondaires.....	132
--	-----

Figure V.2 : schémas de ferraillages des poteaux.....	146
Figure V.3 : dispositions des voiles dans la structure.....	147
Figure V.4 : schémas de ferraillage des voiles.....	164

Chapitre VI : étude de l'infrastructure

Figure VI.1 : schéma d'une Semelle isolée sous poteau.....	166
Figure VI.2 : Semelles filantes sous poteaux.....	167
Figure VI.3 : Radier général nervuré.....	170
Figure IV.4 : Schéma du radier.....	179
Figure VI.5 : ferraillage de la dalle du radier 40cm.....	180
Figure VI.6 : Ferraillage des nervures.....	182
Figure VI.7 : poussée des terres.....	184
Figure VI.8 : ferraillage voile périphérique.....	187

Liste des tableaux

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Caractéristique géométrique de Bâtiment.....	3
Tableau I.2 : Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser.....	7

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Tableau II.1. Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.....	19
Tableau II.2. Charges permanente du plancher courant (corps creux).....	20
Tableau II.3 : Charges permanente du Murs intérieur.....	20
Tableau II.4 : Charges permanente du Murs intérieurs.....	21
Tableau II.5 : les différents poids pour le poteau central.....	26
Tableau II.6 : Surcharge d'exploitation pour le poteau central.....	30
Tableau II.7 : choix des sections du poteau central.....	31
Tableau II.8 : des différents poids du poteau de rive.....	31
Tableau II.9 : Surcharge d'exploitation pour le poteau de rive.....	35
Tableau II.10 : Choix des sections pour le poteau de rive.....	36
Tableau II.11 : des différents poids du poteau de rive.....	37
Tableau II.12 : Surcharge d'exploitation pour le poteau d'angle.....	40
Tableau II.13 : Choix des sections pour le poteau d'angle.....	41

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : les efforts internes.....	59
Tableau III.2. : Charges sur le balcon.....	66

Chapitre IV : étude dynamique

Tableau IV.1 : valeur de pénalité.....	99
Tableau IV.2 : participation massique du modèle initial.....	101
Tableau IV.3 : participation massique du premier modèle.....	102
Tableau IV.4 : vérification des déplacements inter étages du 1 ^{er} modèle.....	104
Tableau IV.5 : l'effort normal réduit.....	105
Tableau IV. 6 : vérification l'effet P- Δ inter étages du modèle 1 ^{er}	106

Tableau IV.7 : vérification des déplacements inter étages du modèle final.....	108
Tableau IV. 8 : l'effort normal réduit.....	109
Tableau IV.9 : vérification de l'effet P-Δ inter étages du modèle final.....	110
Tableau IV.10 : participation massique du modèle final.....	113
Tableau IV.11 : vérification des déplacements inter étages du modèle final.....	114
Tableau IV.12 : l'effort normal réduit.....	115
Tableau I.13 : vérification l'effet P-Δ inter étages du modèle final.....	117
Tableaux IV.14 : vérification de la charge verticale par rapports l'effort tranchant.....	118

Chapitre V : ferrailages des éléments structuraux

Tableau V.1. : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).....	122
Tableau V.2 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	122
Tableau V.3 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	122
Tableau V.4 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable).....	123
Tableau V.5 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).....	123
Tableau V.6 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).....	123
Tableau V.7 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x45.....	124
Tableau V.8 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40.....	125
Tableau V.9 : Vérification des poutres porteuse 30x45 à l'ELS.....	130
Tableau V.10 : Vérification des poutres non porteuse 30x40 à l'ELS.....	130
Tableau V.11 : Vérification de la flèche des poutres porteuse 30x45.....	130
Tableau V.12 : Vérification de la flèche des poutres non porteuse 30x40.....	131
Tableau V.13 : ferrailage des poteaux carrées situation durable (N^{max}, M^{corr})	134
Tableau V.14 : ferrailage des poteaux carrées situation durable (M^{max}, N^{corr}).....	135
Tableau V.15 : ferrailage des poteaux carrées situation durable (N^{min}, M^{corr}).....	135
Tableau V.16 : ferrailage des poteaux carrées situation durable (N^{max}, M^{corr})	136
Tableau V.17 : ferrailage des poteaux carrées situation durable (M^{max}, N^{corr}).....	136
Tableau V.18 : ferrailage des poteaux carrées situation durable (N^{min}, M^{corr}).....	136
Tableau V.19 : ferrailage des poteaux carrées situation durable (N^{max}, M^{corr})	137
Tableau V.20 : ferrailage des poteaux carrées situation durable (M^{max}, N^{corr})	137

Tableau V.21 : ferrailage des poteaux carrées situation durable (N^{min}, M^{corr}).....	138
Tableau V.22 : choix des armatures des poteaux	138
Tableau V.23 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{max}, M^{corr})	139
Tableau V.24 : Vérification des contraintes pour les poteaux (M^{max}, N^{corr})	140
Tableau V.25 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	141
Tableau V.26 : Espacement maximales selon RPA99 des poteaux	143
Tableau V.27 : choix des armatures transversales pour les poteaux	144
Tableau V.28 : Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux ci-dessous : (VL1) (X-X) (L=2,7m).....	153
Tableaux V.29 : Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux ci-dessous : (VL2) (X-X) (L=2,7m).....	155
TableauV.30 : Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux ci-dessous : (VL3) (Y-Y) (1,4m).....	156
TableauV.31 : Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux ci-dessous : (VL3) (Y-Y) (L=1,05m).....	157
TableauV.32 : Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux ci-dessous : (VL4) (Y-Y) (L=4,4m).....	158
TableauV.33 : Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux ci-dessous : (VL5) (Y-Y) (1,4m).....	159
TableauV.34 : Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux ci-dessous : (VL5) (Y-Y) (1,3m).....	161

Chapitre VI : étude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Récapitulatif des sections de semelles filantes et des efforts normaux.....	168
Tableau VI.2 : Contrainte sous le radier à l'ELU.....	176
Tableau VI.3. : Contrainte sous le radier à l'ELS.....	176
Tableau VI.4 : Calcul des moments à l'ELU.....	178
Tableau VI.5 : Calcul des moments à l'ELS.....	178
Tableau VI.6 : Ferrailage des panneaux du radier.....	179
Tableau VI.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	180

Tableau VI.8 : Ferrailage des nervures sens (y-y).....	181
Tableau VI.9 : Vérification des contraintes (Nervure).....	181
Tableau VI.10 : ferrailage du voile périphérique.....	185
Tableau VI. 11 : Vérifications des contraintes.....	187

Liste des symboles

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

f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours.

f_{t28} : Résistance du béton à la traction à 28 jours.

f_{tj} : Résistance du béton à la traction.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite de service.

E_{ij} : le module de déformation instantanée du béton.

E_{vj} : le module de déformation différée du béton.

f_e : contrainte limite élastique.

ν : Coefficient de poisson.

ε : Déformation (allongement) relative de l'acier.: Contrainte de l'acier .

η : coefficient de fissuration.

n : Le coefficient d'équivalence.

n : nombre d'étages.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation de béton.

e : L'épaisseur.

RDC : Rez-de-chaussée.

h_t : Hauteur du plancher.

b : Largeur de la table de compression.

h : Épaisseur du plancher.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

N_u : effort normal ultime de compression.

α : Coefficient réducteur tenant compte de la Stabilité.

λ : élancement de d'Euler.

l_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration.

I : moment d'inertie de la section.

A_S : représente les armatures de la fibre inférieure.

$A_{S'}$: représente les armatures de la fibre supérieure.

Q_0 : la surcharge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$: les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

B : surface de la section du béton.

S : La surface transversale totale.

h_e : la hauteur libre d'étage.

h_t : hauteur totale du plancher.

L : Portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré.

c : enrobage des armatures inférieures.

$\phi_{\max}$: le diamètre maximal des armatures longitudinales.

h : hauteur de la poutrelle.

b_0 : longueur de l'âme.

M_0 : Moment max isostatique.

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : Facteur de force horizontale.

W_p : Poids de l'acrotère.

F_p : L'action des forces horizontales.

M_{appui} : Moment en appui.

$M_{\text{travée}}$: Moment en travée.

M_f : moment fictive.

a : distance entre le « C_p » et le centre de gravité « C_g » des armatures inférieurs tendues.

A_r : armatures de répartition.

g : Le giron (largeur d'une marche (cm))

h : La hauteur de la marche (cm).

M_0 : Moment max isostatique.

f : la flèche.

V : la force sismique.

A : coefficient d'accélération de la zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

T1, T2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

T : la période fondamentale.

hn: hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

R : Le coefficient de comportement.

Q : Facteur de qualité.

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q 'est satisfait ou non.

v: 'effort normal réduit.

B_c : Section de poteau.

P_{tot} : L'effort normal total à la base de la structure.

P_{voiles} : L'effort à la base repris par les voiles.

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'K' comme indique-la figure.

$\emptyset$: Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

h : la hauteur de la poutre.

SET : Section entièrement tendue.

SEC : Section entièrement comprimée.

SPC : Section partiellement comprimée.

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm²].

T_u : Effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée.

b : la largeur de la section étudiée.

d : la hauteur utile.

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$\emptyset_t$: Diamètre des armatures transversales.

$\emptyset_l$: Diamètre des armatures longitudinales.

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant a l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

λ_g : Espacement géométrique.

B : section de béton.

L : Longueur du voile.

e_p : Epaisseur du voile.

I : Moment d'inertie du voile.

M : moment dans le voile.

N : Effort normal dans le voile.

L_c : Longueur de la zone comprimée.

L_t : Longueur de la zone tendue.

h_e : hauteur d'étage.

Sommaire

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

I.1. Introduction.....	3
I.2. Présentation du projet.....	3
I.2.1. Présentation de l'ouvrage.	3
I.2.2. Description structural.	4
I.2.3. Règlements et normes utilisés.	5
I.3.Caractéristique mécanique des matériaux.....	5
I.3.1. Le béton.....	5
I.3.1.1. Résistance mécanique à la compression f_{cj}	6
I.3.1.2. Résistance à la traction f_{tj}	7
I.3.1.3. La contrainte de cisaillement.....	9
I.3.1.4. Autres caractéristiques.....	10
I.3.1.5. Coefficient de poisson.	10
I.3.2 Les aciers.....	11
I.3.2.1. Nuance des aciers utilisés.....	11
I.3.2.2. Contraintes de calcul aux états limites.....	11
I.3.2.3. Actions et Sollicitations.....	13

Chapitre II : Pré-dimensionnement

II.1. Introduction.....	16
II.2. Pré-dimensionnement des éléments secondaires.....	16
II.2.1.les planchers	16
II.2.1.1. Les poutrelles.....	17
II.2.1.2. Dalles pleines.....	18
II.2.2. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation.....	19
II.3. Pré-dimensionnement des éléments résistants.....	21
II.3.1. Généralités.....	21
II.3.2. Pré-dimensionnement des poutres.....	22
II.3.3. Pré-dimensionnement des poteaux.....	23

II.3.3.1. Principe.....	23
II.3.3.2. Procédure de pré dimensionnement.....	23
III.3.4. Les voiles.....	42

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

III.1. Plancher.....	44
III.1.1. Définition.....	44
III.1.2. La dalle de compression.....	44
III.1.3. Ferrailage.....	45
III.1.4. Les poutrelles.....	46
III.1.4.1. sollicitations à LELU.....	49
III.1.4.2. calcul des armatures à LELU.....	50
III.1.4.3. vérification à LELU.....	53
III.1.5. calcul à LELS.....	55
III.1.5.1. Vérification à LELS.....	55
III.2.Acrotère.....	57
III.2.1. Définition.....	57
III.2.2. Méthode de calcul.....	57
III.2.3. Evaluation des charges et Surcharges.....	58
III.2.4. Calcul des efforts.....	59
III.2.5. Ferrailage.....	60
III.3. Etude du balcon.....	65
III.3.1. Introduction.....	65
III.3.2.Determination des charges et des surcharges.....	66
III.3.3.Combinaison de charges.....	66
III.3.4. Ferrailage.....	67
III.4. Les escaliers.....	70
III.4.1. définition.....	70
III.4.2.pre dimensionnement.....	70
III.4.3. détermination des charges et surcharges.....	72

III.4.3.1. combinaison de charges.....	73
III.4.3.2. calcul à LELU.....	74
III.4.3.3.Ferraillage.....	76
III.4.4.pre dimensionnement.....	81
III.4.4.1. Pré-dimensionnement de l'escalier (type 2).....	81
III.4.4.2. Détermination des charges et surcharges.....	83
III.4.4.3. Combinaisons de charges.....	84

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction.....	93
IV.2. Etude sismique.....	93
IV.2.1. Modélisation de rigidité	93
IV.2.2. Modélisation de la masse.....	93
IV.2.3. Choix de la méthode de calcul.....	94
IV.3. La méthode statique équivalente.....	94
IV.3.1. Principe.....	94
IV.3.2. La méthode modale spectrale.....	95
IV.3.3. Analyse spectrale.....	95
IV.3.3.1. Utilisation des spectres de réponse.....	95
IV.3.3.2. Représentation graphique du spectre de repense.....	95
IV.3.4. Résultante des forces sismiques de calcul.....	96
IV.4. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	96
IV.4.1. Vérification des déplacements latéraux inter étages.....	99
IV.4.2. Résultats de l'analyse sismique.....	100

Chapitre V : ferraillage des éléments structuraux

V.1.Introduction.....	120
V.2. Les poutres.....	120
V.2.1. Recommandation du RPA Pour le ferraillage des poutres.....	120
V.2.2. Calcul du ferraillage.....	121
V.2.3. Etapes de calcul à l'ELU.....	123

V.3.Ferraillage des poteaux.....	132
V.3.1. Introduction.....	132
V.3.2. Les recommandations du RPA 99 pour les armatures longitudinales.....	133
V.3.3. Méthode de calcul.....	134
V.3.4. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	139
V.3.5. Ferraillage transversal des poteaux.....	141
V.4.Les voiles.....	146
V.4.1. Définition.....	146
V.4.2. Exemple de calcul : on fait les calculs du voile (VL1) (Y-Y) (zone I).....	146

Chapitre VI : étude de l'infrastructure

VI.1. Introduction.....	165
VI.2. Fonctions assurées par les fondations.....	165
VI.3. Choix de type de fondations.....	165
VI.4. Calculs des fondations.....	166
VI.4.1. Semelle isolée.....	166
VI.4.2. Semelles filantes.....	167
VI.4.3. radier générale.....	169
VI.4.3.1. pré dimensionnement du radier.....	169
VI.4.3.2. surface nécessaires.....	170
VI.4.3.3. épaisseur de la dalle.....	171
VI.4.3.4. dimensionnement des nervures.....	172
VI.4.3.5.caracteristique géométrique du radier.....	173
VI.4.3.6. vérification nécessaire.....	175
VI.4.3.7.Ferraillage du raider.....	177
VI.4.4.Ferraillage des nervures.....	181
VI.5. Voile périphérique.....	183
VI.5.1. Introduction.....	183
VI.5.2. Pré dimensionnement.....	183

VI.5.3. Evaluation des charges.....	183
VI.5.4. Effort dans le voile périphérique.....	184
VI.5.5.Ferraillage du voile périphérique.....	185

Introduction général

L'objectif principal de cette étude est d'explorer les différentes facettes de la conception, de la construction et du comportement d'un édifice en béton armé. À travers une approche méthodique et analytique, nous chercherons à évaluer la performance structurelle du bâtiment, en mettant en lumière les défis rencontrés, les solutions adoptées et les leçons apprises tout au long du processus.

Commençons par la description de la structure comportant Un R+10 plus un sous-sol dont le système de contreventement est assuré par des voiles et des portiques. Après on a fait le pré dimensionnement de certain éléments tel que le plancher poteaux et poutres. Nous aborderons le calcul des éléments secondaires, tels que le plancher l'acrotère les balcons et les escaliers,. Nous mettrons en évidence les méthodologies utilisées pour dimensionner ces éléments de manière efficace et économique, tout en respectant les normes de sécurité et de durabilité.

Ensuite, nous explorons l'étude dynamique du bâtiment, qui consiste à évaluer sa réponse aux charges dynamiques telles que le séisme. Cette analyse permettra d'identifier les zones de vulnérabilité potentielles et d'optimiser la conception pour améliorer la résilience aux forces extérieures. L'ensemble des calculs effectués dans cette étape seront exécutés par le logiciel « ETABS » il sera bien évidemment impératif d'adapter ce logiciel aux règlements exigés dans notre pays RPA 99 ver 2003.

En outre, on a examiné le calcul des éléments principaux tels que les poutres, les poteaux, les voiles, en analysant les charges appliquées et en dimensionnant les sections en fonction des contraintes structurelles et des critères de résistance. En tenant compte de leur rôle dans la stabilité et la fonctionnalité globale du bâtiment.

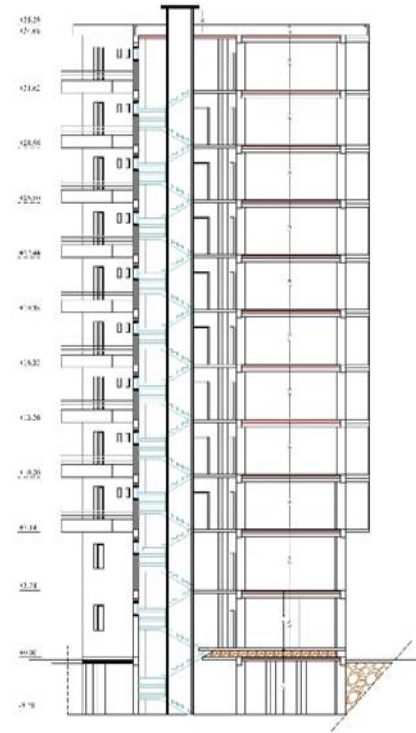
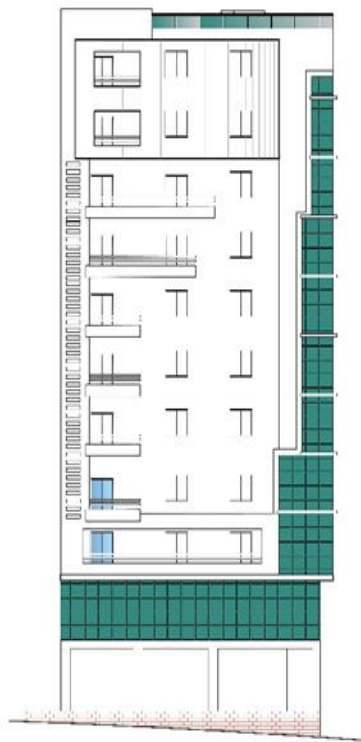
Nous accorderons également une attention particulière au dimensionnement du ferrailage des éléments résistants, en examinant les exigences spécifiques en matière de renforcement structurel pour assurer la sécurité et la durabilité à long terme de la structure.

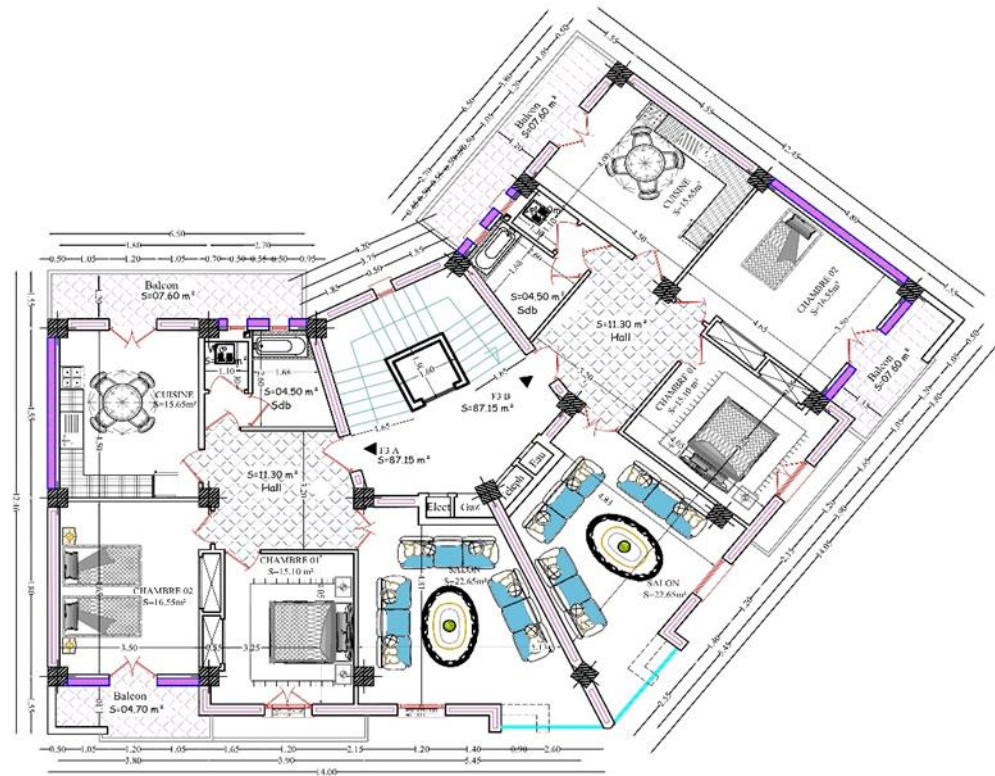
Enfin, nous concluons en examinant le calcul des fondations, qui constitue la base essentielle sur laquelle repose tout le bâtiment. Nous discuterons des différentes méthodes de dimensionnement des fondations en fonction des caractéristiques du sol et des charges

appliquées, en mettant en évidence l'importance de cette étape cruciale dans la stabilité et la performance globale de la structure.

Pour mener à bien ce travail, les lois de résistances de matériaux, les règles de calcul du béton armé aux états limites (BAEL 91, modifiés 99). Le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) sont empruntés pour cette étude.

Plan





Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :

La stabilité d'une structure dépend de la solidité de ses différentes parties (poteaux, poutres, voiles...) face à différentes contraintes (compression, flexion...) qui dépendent du type de matériaux utilisés, de leurs dimensions et de leurs caractéristiques.

Ainsi, pour calculer les composants d'une structure, nous nous appuyons sur des règlements et des méthodes bien connus (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui reposent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) ainsi que sur le dimensionnement et l'armature des éléments résistants de la structure.

I.2. Présentation du projet :

I.2.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (RDC+10+S/Sol) à usage multiple constitué de :

- ✓ Le sous-sol à usage commercial.
- ✓ Un Rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- ✓ 1er étage à usage de service.
- ✓ Du 2ème au 10ème étage à usage d'habitation.

Le bâtiment est implanté à khemis Miliana wilaya de AIN DEFLA classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIb).

Tableau I.1 : Caractéristique géométrique de Bâtiment.

Longueur totale du bâtiment	16 m
Largeur totale du bâtiment	21,81m
Hauteur totale du bâtiment	34,68m
Hauteur du sous-sol	3,20m
Hauteur du RDC	3,23m
Hauteur des étages courants	3,06m

I.2.2. Description structurale :

- **Planchers :**

- ✓ Les planchers des étages courants sont en corps creux.
- ✓ Le plancher terrasse est en corps creux, il aura en plus une isolation thermique (Multicouche) en plus une pente moyenne pour l'écoulement des eaux Pluviales.

- **Poteaux, poutre et les voiles :** sont en béton armé.

- **Maçonneries :**

- ✓ Murs extérieurs : Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 15 cm et 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (15+5+10).
- ✓ Murs intérieurs : Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

- **Revêtement :**

Le revêtement est constitué de :

- ✓ Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- ✓ Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- ✓ Dalle de sol pour les planchers et les escaliers.

- **Les Escaliers :**

Le bâtiment est munit d'une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasse, réalisées en béton armé coulé sur place.

- **Les balcons :**

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

- **Cage d'ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

- **Terrasse :** La terrasse est inaccessible.
- **L'acrotère :** C'est un élément encastré dans le plancher terrasse.
- **L'infrastructure :** Elle assure les fonctions suivantes :
 - ✓ La transmission des charges verticales et horizontales au sol.
 - ✓ La limitation des tassements différentiels.
 - ✓ Classification du bâtiment selon (RPA 99version 2003).

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le « groupe 2 » car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

I.2.3. Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- ✓ RPA 99/version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- ✓ CBA 93 (Code du béton armé).
- ✓ DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- ✓ DTR BC 2.331 (Règles de calcul des fondations superficielles).
- ✓ BAEL 91 (Eyrolles troisième tirage 1997).

I.3.Caractéristique mécanique des matériaux :

I.3.1. Le béton :

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

- ✓ 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5.
- ✓ 400 L de sable $C_g \leq 5\text{mm}$.
- ✓ 800 L de gravillons $C_g \leq 25\text{mm}$.

- ✓ 175 L d'eau de gâchage.

Le béton doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- ✓ Sécurité de la structure.
- ✓ Propriétés particulières (confort).
- ✓ La durabilité et la résistance.
- ✓ L'environnement (respect de l'écologie).
- ✓ Il est influencé par les grandeurs suivantes :
 - ✓ Le malaxage (type et la durée).
 - ✓ Le transport (type et le temps écoulé).
 - ✓ La mise en œuvre (l'étalement, compactage).
 - ✓ Le Cure du béton.

I.3.1.1. Résistance mécanique à la compression f_{cj} :

- ✓ Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28} .
- ✓ Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, pour un granulat de grosseur au plus égale à 40mm.
- ✓ Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPA et au plus égale à 45 MP.

Pour $j \leq 28 \text{ jours}$, cette résistance est donnée par la relation suivante :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,76 + 0,83 \times j} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa } (j \leq 28 \text{ jours}) \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11).}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1,40 + 0,95 \times j} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ Mpa } (j \geq 28 \text{ jours}) \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11).}$$

- ✓ Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de 'j' on a :

$$f = 1,1 \times f_{c28}.$$

✓ Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 30\text{MPa}$.

I.3.1.2. Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f = 0,6 + 0,06 \times f_{tj} \quad \text{avec:} \quad f_{cj} \leq 60\text{Mpa}.$$

✓ Pour notre cas : $f_{t28} = 30\text{Mpa}$ donc $f_{t28} = 2,4\text{Mpa}$.

a. Valeurs de calcul à la compression :

• Contrainte limite à l'ELU :

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

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{pour les situations durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

Tableau I.2 : Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser.

<i>valeur de 'θ'</i>	<i>Durée d'application</i>
1	> 24 h
0,9	$1\text{h} \leq \text{durée} \leq 24\text{h}$
0,85	< 1h

b. Diagramme des contraintes- déformations : Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

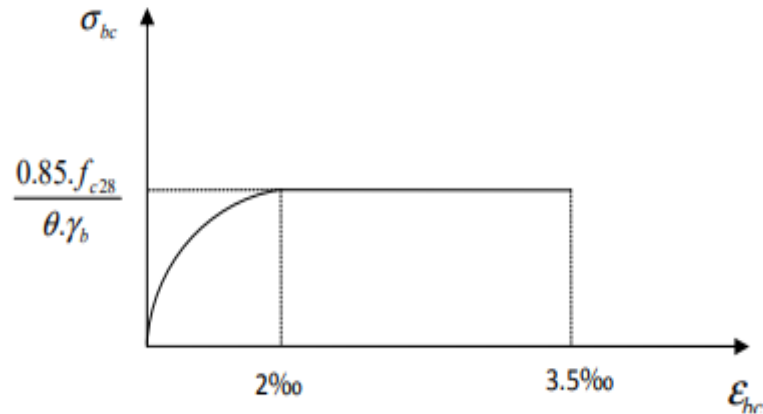


Figure.I.1 : Diagramme des contraintes - déformations pour le béton.

Le diagramme (parabole rectangle) ci-dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

- ✓ 2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- ✓ 3.5‰ : en flexion simple ou composée.

- **Contrainte limite à l'ELS :**

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ Mpa.} \quad \text{CBA93 (Article A.4.5.2).}$$

-Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_c j} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.1).}$$

-Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à 'j' jours est : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_c j}$

-Pour les vérifications courantes : $j > 28 \text{ jours on a: } E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_c j}$.

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_c j} \quad \text{CBA93(Article A.2.1.2.2).}$$

Pour: $f_{c28} = 30 \text{ Mpa.}$

$$\checkmark E_{i28} = 34179,56 \text{ Mpa.}$$

✓ $E_{v28} = 11496,76 \text{ MPa.}$

✓ $F_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 17 \text{ MPa. (Situation durable).}$

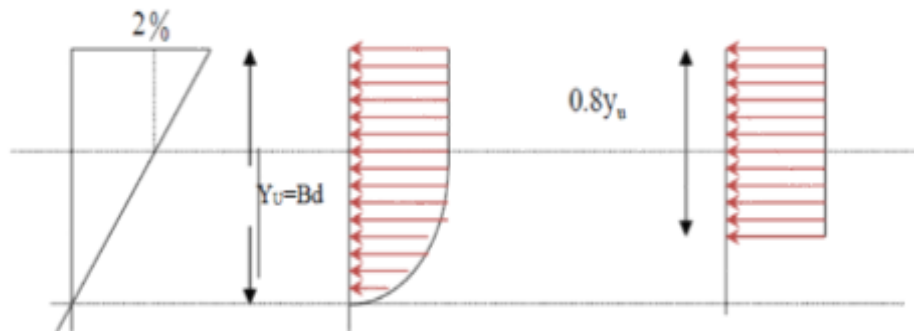


Figure I.2 : Diagramme des contraintes du béton à L'ELU (compression-flexion).

I.3.1.3. La contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement ultime (τ_u) pour les armatures droites ($\alpha = 90^\circ$), est donnée par les expressions suivantes :

1. Dans le cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \min(0,2 f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau_u = 5 \text{ Mpa.}$$

2. Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\tau_u = \min(0,2 f_{c28}, 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau_u = 4 \text{ Mpa.}$$

- **Etat limite de service (ELS) :**

La contrainte limite en service à ne pas dépasser en compression est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}.$$

Pour : $f_{c28} = 30 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 18 \text{ Mpa.}$

À l'ELS, le béton est en phase élastique d'où le diagramme suivant :

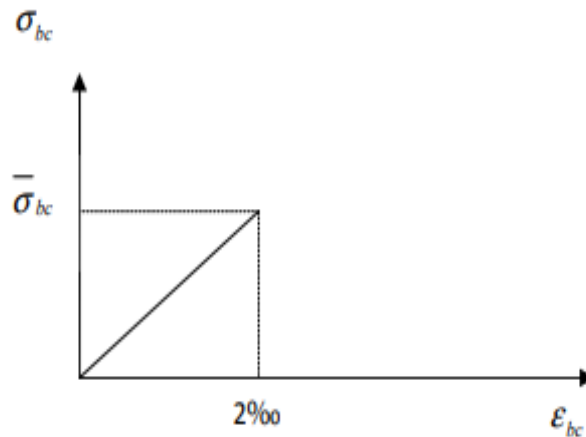


Figure I.3 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

I.3.1.4. Autres caractéristiques :

- Module de déformation longitudinale du béton à court terme :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet que le module de déformation longitudinal instantané du béton est égal :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (\text{Article A.2.1.2.1}).$$

Pour : $f_{c28} = 30 \text{ Mpa} \Rightarrow E_{ij} = 34179,6 \text{ Mpa}$.

- A long terme :

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation. Cette règle revient à considérer un module de déformation différé (E_{vj}) qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée de fluage). Il est donné par la formule suivante :

$$\text{Pour : } f_{c28} = 30 \text{ Mpa} \Rightarrow E_{vj} = 11496,76 \text{ Mpa}. \quad (\text{Article A.2.1.2.2}).$$

I.3.1.5. Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$\nu = 0 \Rightarrow$ Pour le calcul des sollicitations à l'ELU.

$\nu = 0.2 \Rightarrow$ Pour le calcul des déformations à l'ELS.

-Module de déformation transversale du béton :

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)} \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow G = 0,5 \times E_{ij} \\ \nu = 0,2 \rightarrow G = 0,41 E_{ij} \end{cases}$$

I.3.2 Les aciers :

Les aciers ont un rôle de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue trois catégories :

- Les treillis soudés (TR) :

Ils sont utilisés comme armatures dans les dalles car ils empêchent les barres transversales et longitudinales de s'arrimer entre elles.

- Les ronds lisses (RL) :

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

- Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA) :

Les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec :

$f_e \leq 500 \text{ MPa}$ Et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égale à 5%.

I.3.2.1. Nuance des aciers utilisés :

- ✓ Pour les aciers longitudinaux et aussi les transversaux : on utilise des barres de haute résistance FeE500 et de limite élastique égale à 500MPa.
- ✓ Les treillis soudés (LT520) $f_e = 520 \text{ Mpa}$.

I.3.2.2. Contraintes de calcul aux états limites :

a. Etat limite ultime (ELU) :

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \end{cases} \quad \text{Avec : } \varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}.$$

On a :

$\gamma_s = 1,15$ Pour la situation durable.

$\gamma_s = 1$ Pour la situation accidentelle.

Et :

ϵ_s : L'allongement relatif.

E_s : Module d'élasticité longitudinale de l'acier. Avec : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

Donc on aura :

$\begin{cases} \sigma_s = 435 \text{ MPa situation durable.} \\ \sigma_s = 500 \text{ MPa situation accidentelle.} \end{cases}$

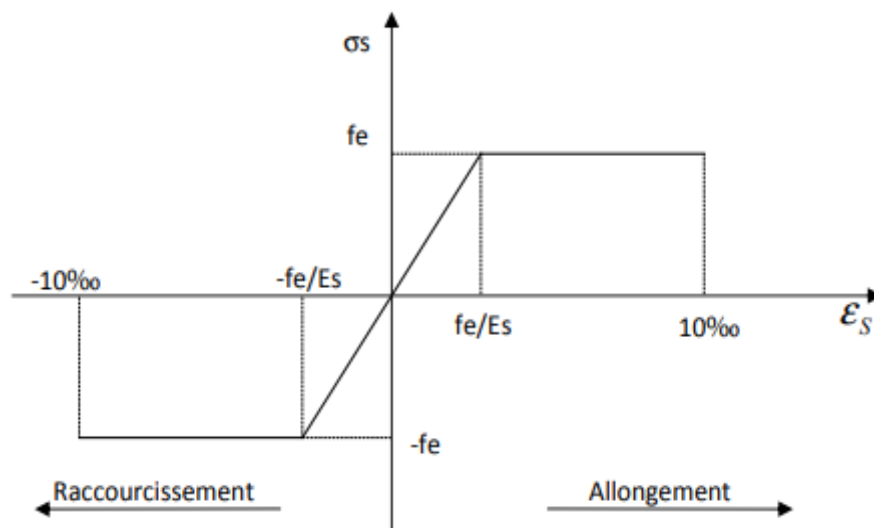


Figure I.4 : Diagramme Contrainte Déformation de L'Acier.

b. Etat limite de service (ELS) :

La limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de « σ_s » est donnée en fonction de type de la fissuration.

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suite :

1. Fissuration non préjudiciable : la contrainte n'est soumise à aucune limitation :

$$\sigma_s \leq f_e .$$

2. Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) MPa.$$

3. Fissuration très préjudiciable : Cas des éléments exposés aux milieux agressifs.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) MPa.$$

Avec : η coefficient de fissuration :

$\eta=1$Pour les ronds lisses.

$\eta=1,3$Pour les Hautes adhérences avec $\emptyset \geq 6mm$.

$\eta=1,6$Pour les Hautes adhérences avec $\emptyset < 6mm$.

I.3.2.3. Actions et Sollicitations :

Pour assurer la stabilité d'une structure, ses composants doivent résister aux diverses actions et sollicitations.

a. Les actions :

L'ensemble des charges (forces) directement appliquées à la structure ainsi que les effets des déformations statiques (retrait, tassement d'appuis, variation de température) qui entraînent des déformations de la structure sont appelés actions, Elles peuvent être :

- Action permanentes.
- Action variables.
- Action accidentelles.

a.1. Actions permanentes :

Ils ont une intensité constante ou très peu variable au fil du temps.

Ils incluent :

- ✓ Les poids propres des composants de la structure.
- ✓ Le poids des équipements fixes tels que les cloisons, les revêtements de sols et de plafonds

- ✓ Les appuis qu'ils se déplacent de manière différente.
- ✓ Les déformations permanentes qui sont imposées à la construction, comme les tassements différentiels des fondations.

a.2.Actions variables :

Les charges d'exploitation et les effets de température font partie des facteurs qui affectent fréquemment et de manière significative leur intensité au fil du temps.

a.3.Actions accidentelles :

Les actions accidentelles sont généralement causées par des événements rares tels que les séismes, les explosions ou les chocs.

b. Les sollicitations :

Les sollicitations sont toutes les efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de notre structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

c. Hypothèse de calcul :

- ✓ Les segments droits restent planes.
- ✓ Pas de glissement relatif entre le béton et les armatures.
- ✓ Le béton tendu est négligé.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} ; \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s.$$

- Par convention n correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \text{ « Coefficient d'équivalence »}.$$

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

- **Etat limite ultime :**

La combinaison d'actions suivantes est utilisée pour déterminer les sollicitations de calcul :

✓ $1,35G + 1,5Q$

- **Etat limite de service** : Combinaison d'action suivante : $G + Q$ S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

✓ $G + Q + E$

G : Charge permanente.

✓ $G + Q \pm 1,2E$

Avec Q : Charge d'exploitation.

$0,8G + E$

E : Effort de séisme.

Chapitre II : Le Pré-dimensionnement

II.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement est une étape essentielle dans l'analyse d'un projet en béton armé. Son but est d'établir les dimensions temporaires et approximatives des éléments structuraux (poteaux, poutres, dalles, voiles) afin d'estimer leur poids propre tout en respectant les règles générales énoncées dans BAEL 91 et RPA99 Version 2003.

La transmission des charges se fait comme suit :

✓ Charges et surcharges $\Rightarrow$ poutrelle $\Rightarrow$ planchers $\Rightarrow$ poutres $\Rightarrow$ poteaux $\Rightarrow$ fondations $\Rightarrow$ sol.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments secondaires :

II.2.1.les planchers :

Le plancher est un élément structurel qui supporte le poids et les charges supplémentaires, tout en assurant l'isolation thermique et acoustique et en jouant le rôle de séparateur entre deux niveaux. Il se compose d'âmes creuses, de poutres et d'une dalle de compression.

Sa conception préliminaire est déterminée par le respect de la condition suivante :

$$\frac{h_t}{L_{max}} \geq \frac{1}{22,5}$$

L_{max} : Longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur du plancher.

On a :

$$L_{max} = 545 \text{ cm.}$$

$$h_t = 545 / 22,5 = 24,22 \text{ cm.}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur total $h_t = 21 \text{ cm.}$

On a :

-h = 16cm hauteur du corps creux.

-h₀ = 5cm hauteur de la dalle de compression.

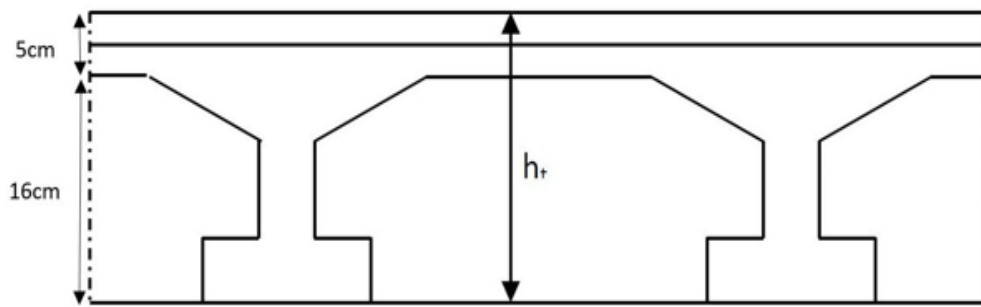


Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux

II.2.1.1. Les poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé qui sert à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales. Elles sont considérées comme poutres continues semi encastrées et calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis. Les poutrelles sont disposées en fonction de deux critères :

- ✓ Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- ✓ Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le premier critère.

Avec :

b : Largeur de la table de compression.

h : Épaisseur du plancher = 25+5cm.

L_x : distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

$$b_0 = \left(\frac{ht}{3}; \frac{ht}{2} \right) \rightarrow \left(\frac{24,22}{3}; \frac{24,22}{2} \right) \rightarrow (8,07; 12,11) \text{ Donc : } b_0 = 13 \text{ cm CBA93 (article A.4.1.3).}$$

La section en travée à considérer est une section (T) tel que la longueur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$l_n = b - b_0$$

Suivant les normes algériennes (DTC.B.C.22) [...] la distance l_n est prise généralement égale à 60 cm.

Donc : $b = 60\text{cm}$; $b_0 = 13\text{cm}$.

Et : $Ln = b - b_0 = 60 - 13 = 47$.

Donc : $b_1 \leq \min\left(\frac{L_{max}}{10}; \frac{Ln}{2}\right) = \min\left(\frac{545}{2}; \frac{47}{2}\right)$.

$\Rightarrow b_1 = 23,5\text{cm}$.

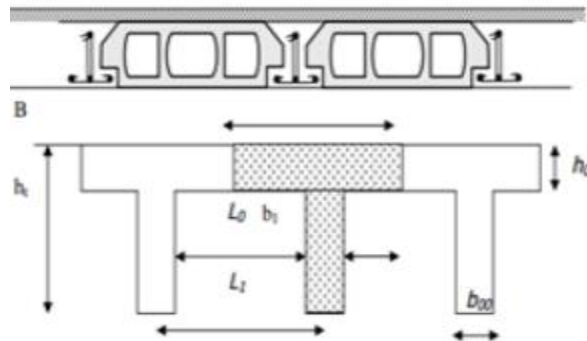


Figure II.2 : Pré-dimensionnement des poutrelles.

II.2.1.2. Dalles pleines :

Une dalle pleine est un élément typiquement rectangulaire avec des appuis continus. Ce type d'élément fonctionne principalement en flexion (poutres ou murs). Sa conception préliminaire est basée sur les critères suivants :

a. Critère de résistance :

$e \geq \frac{Lx}{20}$ Pour une dalle sur un seul appui.

$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$ Pour une dalle sur deux appuis.

$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$ Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.

b. Isolation phonique :

Selon la réglementation technique en vigueur (CBA93), l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale pour obtenir une isolation acoustique efficace.

c. Critère de coupe-feu :

$e \geq 7\text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11\text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.

$e \geq 17,5\text{ cm}$ Pour quatre heures de coup feu.

- **Dalles pleines des balcons :**

Toutes les dalles de balcon ont des dimensions modérées, c'est pourquoi l'exigence de résistance au feu est la moins favorable.

On prend : $e = 15\text{ cm}$.

II.2.2. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

a. Charge permanente :

- **Plancher terrasse : Charge permanente :**

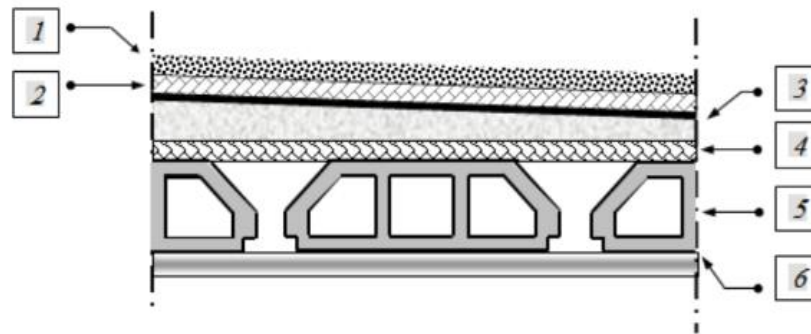


Figure II.3 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

Tableau II.1. Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

N°	Composants de plancher corps creux	e(m)	$\rho(\text{kn/m}^3)$	G (KN/m ²)
1	Protection gravillon	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,04	22	2,2
4	Isolation thermique en liège	0,04	4	0,16
5	Plancher à corps creux (16+5)	/	/	2,85
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Charge total				6,38 KN/m²

- **Plancher étage courant : Charge permanente :**

Dalle en corps creux :

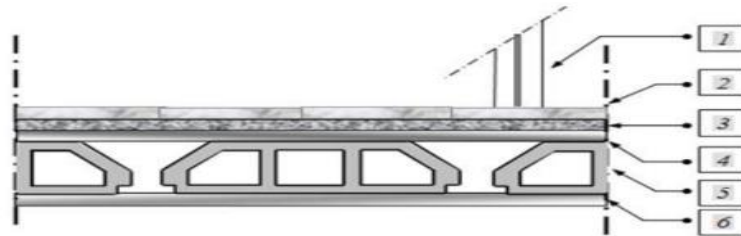


Figure II.4 : Coupe verticale de plancher courant à corps creux.

Tableau II.2. Charges permanente du plancher courant (corps creux).

N°	Composants de plancher corps creux	e(m)	$\rho(\text{kn/m}^3)$	G (KN/m ²)
1	Dalle de sol	0,02	/	0,56
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Corps creux	0,16+0,05	/	2,85
4	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
5	Cloison de séparation	/	/	1
Charge total				5,01Kn/m ²

- **Mur extérieur :**

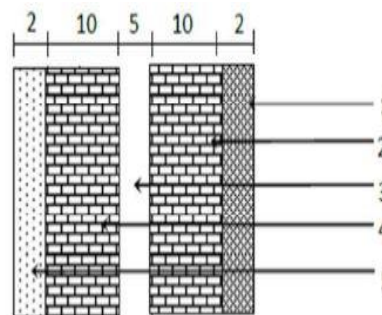


Figure II.5 : Coupe Murs extérieurs.

Tableau II.3 : Charges permanente du Murs extérieurs.

N°	Elément	e (cm)	$\rho(\text{kn/m}^3)$	G (Kn/m ²)
1	Enduit de ciment	2	18	0,36
2	Brique creuse	10	9	0,9
3	L'âme d'air	/	/	/
4	Brique creuse	9	9	0,9

5	Enduit de plâtre	2	10	0,2
Charge total				2,36Kn/m ²

- Murs intérieurs :

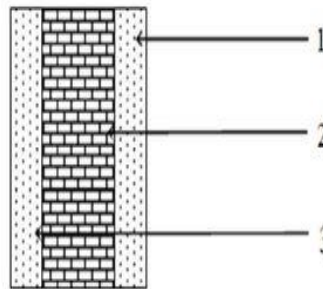


Figure II.6 : Coupe Murs intérieurs.

Tableau II.4 : Charges permanente du Murs intérieurs.

N°	Elément	e (cm)	$\rho(\text{kn/m}^3)$	G (Kn/m ²)
1	Enduit de plâtre	2	10	0,2
2	Brique creuse	10	9	0,9
3	Enduit de plâtre	2	10	0,2
Charge total				1,3Kn/m ²

b. Charges d'exploitation :

- La charge d'exploitation à prendre dans le cas les étages courant (du 2^{ème} étage au 10^{ème}) est estimée à $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas du 1^{er} étage et le sous-sol est estimée à $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas de RDC est estimée à $Q=5 \text{ KN/m}^2$.

II.3. Pré-dimensionnement des éléments résistants :

II.3.1. Généralités :

Le pré-dimensionnement vise à calculer de manière préliminaire les dimensions des différents éléments porteurs spécifiés dans le plan architectural. Les dimensions prédéfinies

Peuvent être modifiées si elles ne répondent pas aux conditions recommandées dans les règlements RPA 99 et BAEL 91.

II.3.2. Pré-dimensionnement des poutres :

a. Poutres principales :

-Condition de la Flèche (BAEL91) :

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) \cdot L_{max}$$

Avec : L_{max} : la plus grande portée $\Rightarrow L_{max} = 500\text{cm}$.

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) \times 500 \Rightarrow h = (33,33 \div 50) \text{ On prend } h = 45\text{cm}.$$

$$b = (0,30 \div 0,60)h \Rightarrow b = (0,30 \div 0,60) \times 45$$

$$\Rightarrow b = (13,5 \div 27) \text{ On prend } b = 30\text{cm}.$$

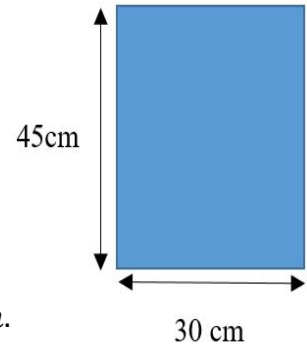
Donc on opte pour une section (30×45) cm².

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$$\checkmark \quad b > 20\text{cm} \Rightarrow 35\text{cm} > 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

$$\checkmark \quad h > 30\text{cm} \Rightarrow 45\text{cm} > 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{b} < 4\text{cm} \Rightarrow \frac{45}{30} = 1,5 < 4\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$



b. Poutres secondaires :

-Condition de la flèche (BAEL91) :

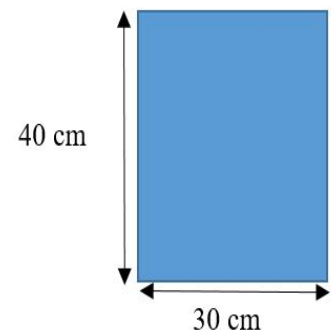
$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{max}$$

Avec : L_{max} : la plus grande portée $\Rightarrow L_{max} = 496\text{cm}$.

Donc :

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) \times 496 \Rightarrow h = (33,06 \div 49,6) \text{ On prend } h = 40\text{cm}.$$

Et :



$$b = (0,30 \div 0,60)h \Rightarrow b = (0,30 \div 0,60) \times 40 \Rightarrow b = (12 \div 24)$$

On prend $b = 30\text{cm}$.

$\Rightarrow$ Donc on opte pour une section $(30 \times 40)\text{ cm}^2$.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$$\checkmark \quad b > 20\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\checkmark \quad h > 30\text{cm} \Rightarrow 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{b} < 4\text{cm} \Rightarrow \frac{40}{30} = 1,333 < 4\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

Conclusion :

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

$$\checkmark \quad \text{Poutres principales : } \mathbf{b \times h = (30 \times 45)\text{ cm}^2}.$$

$$\checkmark \quad \text{Poutres secondaires : } \mathbf{b \times h = (30 \times 40)\text{ cm}^2}.$$

II.3.3. Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux destiné principalement à transmettre les charges verticales aux fondations et à participer au contreventement total ou partiel des bâtiments.

II.3.3.1. Principe :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait en considérant que ces derniers travaillent à la compression simple centrée, on procédera par la descente de charge puis par la loi de dégression de la surcharge d'exploitation en choisissant les poteaux les plus sollicités.

II.3.3.2. Procédure de pré dimensionnement :

Le pré-dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

- ✓ Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- ✓ Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.

- ✓ La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime ELU vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- ✓ La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « RPA99version 2003 ».
- ✓ Vérifier la section à L'ELS.

D'après l'article B.8.4.1 du CBA93 :

La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$Nu = \alpha \left[\frac{Br \times fc28}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right] \dots (1).$$

Avec :

Nu : effort normal ultime de compression.

α : Coefficient réducteur tenant compte de la Stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

λ : Élancement de d'Euler ($\lambda = \frac{lf}{i}$).

lf : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$).

I : moment d'inertie de la section ($I = \frac{bh^3}{12}$).

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,5$)Situation durable.

γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$)Situation durable.

fe : limite élastique de l'acier (fe=500MPa).

Fc28 : contrainte caractéristique du béton à 28jours (fc28=30MPa).

As : section d'acier comprimée.

Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

Avec : $Br = (a - 0,02)(b - 0,02)m^2$.

-Selon le BAEL91 modifié99 on a :

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

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

$$\begin{cases} \alpha = 0,85 / (1 + 0,2 (\lambda/35)^2) & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \cdot \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$.

$$L_f = 0,7 \times l_0$$

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

$$\text{On aura :} \quad \mathbf{Br \geq 0,053 \cdot N_u}$$

Pour le calcul des dimensions des poteaux on utilise cette formule :

$$\alpha = \frac{L_f}{10} \quad ; L_f = 0,7 \times l_0$$

Pour notre cas : $l_0 = 3,06m$.

Donc :

$$L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142$$

$$\text{Et : } \alpha = \frac{2,142}{10} = 21,4cm.$$

On prend : $\alpha = \mathbf{30cm}$ Suivant le minimum de la zone sismique de notre construction.

$\Rightarrow$ Puisque on décide de prendre une section carré des poteaux donc : $(a \times b = \mathbf{30 \times 30})$.

Pour calculer les sections des poteaux on doit trouver le poteau le plus sollicité et pour cela, on doit calculer les sollicitations de ces trois poteaux :

- ✓ Poteau central.
- ✓ Poteau de rive.
- ✓ Poteau d'angle.

a. Poteau centrale le plus sollicité :

- Surface avec poteau :

$$St = (2,025 + 0,3 + 2,15) \times (1,65 + 0,3 + 1,7)$$

$$St = 16,33 \text{ m}^2$$

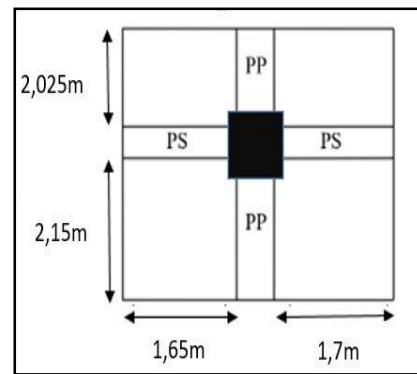
- Surface sans poteau :

$$Sr = (2,025 + 2,15) \times (1,65 + 1,7)$$

$$Sr = 13,99 \text{ m}^2$$

a.1. Calcul des différents poids :**Tableau.II.5 :** les différents poids pour le poteau central.

N	Eléments	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse : (6,38 × 13,99) = Poutre principale : ((0,45 × 0,3 × (2,025 + 2,15)) × 25) = Poutre secondaire : ((0,4 × 0,3 × (1,65 + 1,7)) × 25) = Poteau : (0,3 × 0,3 × 25 × 3,06) =	89,27 14,09 10,05 6,885	16,33
	Σ	120,295	
2-2	Plancher étage courant : (5,01 × 13,99) = Poutre principale : ((0,45 × 0,3 × (2,025 + 2,15)) × 25) = Poutre secondaire : ((0,4 × 0,3 × (1,65 + 1,7)) × 25) = Poteau : (0,3 × 0,3 × 25 × 3,06) =	70,09 14,09 10,05 6,885	24,495
	Σ	221,41	



3-3	Plancher étage courant : $(5,01 \times 13,99) =$ Poutre principale : $((0,45 \times 0,3 \times (2,025 + 2,15)) \times 25) =$ Poutre secondaire : $((0,4 \times 0,3 \times (1,65 + 1,7)) \times 25) =$ Poteau : $(0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06) =$	70,09 14,09 10,05 6,885	24,495
	Σ	322,525	
4-4	Plancher étage courant : $(5,01 \times 13,99) =$ Poutre principale : $((0,45 \times 0,3 \times (2,025 + 2,15)) \times 25) =$ Poutre secondaire : $((0,4 \times 0,3 \times (1,65 + 1,7)) \times 25) =$ Poteau : $(0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06) =$	70,09 14,09 10,05 6,885	24,495
	Σ	423,64	
5-5	Plancher étage courant : $(5,01 \times 13,99) =$ Poutre principale : $((0,45 \times 0,3 \times (2,025 + 2,15)) \times 25) =$ Poutre secondaire : $((0,4 \times 0,3 \times (1,65 + 1,7)) \times 25) =$ Poteau : $(0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06) =$	70,09 14,09 10,05 6,885	24,495
	Σ	524,755	
6-6	Plancher étage courant : $(5,01 \times 13,99) =$ Poutre principale : $((0,45 \times 0,3 \times (2,025 + 2,15)) \times 25) =$ Poutre secondaire : $((0,4 \times 0,3 \times (1,65 + 1,7)) \times 25) =$ Poteau : $(0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06) =$	70,09 14,09 10,05 6,885	24,495
	Σ	625,87	
7-7	Plancher étage courant : $(5,01 \times 13,99) =$ Poutre principale : $((0,45 \times 0,3 \times (2,025 + 2,15)) \times 25) =$ Poutre secondaire : $((0,4 \times 0,3 \times (1,65 + 1,7)) \times 25) =$ Poteau : $(0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06) =$	70,09 14,09 10,05 6,885	24,495

	Σ	726,985	
8-8	Plancher étage courant : $(5,01 \times 13,99) =$ Poutre principale : $((0,45 \times 0,3 \times (2,025 + 2,15)) \times 25) =$ Poutre secondaire : $((0,4 \times 0,3 \times (1,65 + 1,7)) \times 25) =$ Poteau : $(0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06) =$	70,09 14,09 10,05 6,885	24,495
	Σ	828,1	
9-9	Plancher étage courant : $(5,01 \times 13,99) =$ Poutre principale : $((0,45 \times 0,3 \times (2,025 + 2,15)) \times 25) =$ Poutre secondaire : $((0,4 \times 0,3 \times (1,65 + 1,7)) \times 25) =$ Poteau : $(0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06) =$	70,09 14,09 10,05 6,885	24,495
	Σ	929,215	
10-10	Plancher étage courant : $(5,01 \times 13,99) =$ Poutre principale : $((0,45 \times 0,3 \times (2,025 + 2,15)) \times 25) =$ Poutre secondaire : $((0,4 \times 0,3 \times (1,65 + 1,7)) \times 25) =$ Poteau : $(0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06) =$	70,09 14,09 10,05 6,885	24,495
	Σ	1030,33	
11-11	Plancher étage courant : $(5,01 \times 13,99) =$ Poutre principale : $((0,45 \times 0,3 \times (2,025 + 2,15)) \times 25) =$ Poutre secondaire : $((0,4 \times 0,3 \times (1,65 + 1,7)) \times 25) =$ Poteau : $(0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,4) =$	70,09 14,09 10,05 7,65	40,825
	Σ	1132,21	

12-12	Plancher étage courant : (5,01× 13,99) = Poutre principale : ((0,45×0,3× (2,025 + 2,15)) ×25) = Poutre secondaire : ((0,4×0,3× (1,65+1,7)) ×25) = Poteau :(0,3 ×0,3×25× 3,23) =	70,09 14,09 10,05 7,27	81,65
	Σ	1233,71	
13-13	Plancher étage courant : (5,01× 13,99) = Poutre principale : ((0,45×0,3× (2,025 + 2,15)) ×25) = Poutre secondaire : ((0,4×0,3× (1,65+1,7)) ×25) = Poteau : (0,3 ×0,3×25× 3,2) =	70,09 14,09 10,05 7,2	40,825
	Σ	1335,14	

Gt=1335,14 KN

a.2. La loi de dégression des charges d'exploitation :

Chaque étage d'un bâtiment est conçu pour résister à sa charge d'exploitation maximale. Cependant, comme il est peu probable que tous les étages d'un même bâtiment soient soumis à leur charge maximale d'exploitation en même temps, les charges transmises aux fondations sont réduites.

- **La loi de dégression :**

Considérez la charge sur le toit ou la terrasse du bâtiment, $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$ les charges respectives sur les planchers des 1er, 2eme, ..., n. numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

- ✓ Sans toiture ou terrasse : Q_0
- ✓ Sous dernier étage : Q_0+Q_1
- ✓ Sous étage immédiatement inférieur (étage 2) : $Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$
- ✓ Sous étage immédiatement inférieur (étage 3) : $Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$
- ✓ Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots Q_n)$

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$.

Tableau II.6 : Surcharge d'exploitation pour le poteau central.

Niveau des planchers	Surcharge	Σ Surcharge	Σ surcharge (KN/m ²)
Terrasse	Q0	$\Sigma 0 = Q0$	16,33
P10	Q1	$\Sigma 1 = Q0 + Q1$	40,825
P9	Q2	$\Sigma 2 = Q0 + 0,95(Q1 + Q2)$	62,87
P8	Q3	$\Sigma 3 = Q0 + 0,9(Q1 + Q2 + Q3)$	82,47
P7	Q4	$\Sigma 4 = Q0 + 0,85(Q1 + Q2 + Q3 + Q4)$	99,61
P6	Q5	$\Sigma 5 = Q0 + 0,8(Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5)$	114,31
P5	Q6	$\Sigma 6 = Q0 + 0,75(Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6)$	126,56
P4	Q7	$\Sigma 7 = Q0 + 0,714(Q1 + Q2 + Q3 + \dots + Q5 + Q6 + Q7)$	138,76
P3	Q8	$\Sigma 8 = Q0 + 0,689(Q1 + Q2 + \dots + Q6 + Q7 + Q8)$	151,35
P2	Q9	$\Sigma 9 = Q0 + 0,667(Q1 + Q2 + \dots + Q7 + Q8 + Q9)$	163,37
P1	Q10	$\Sigma 10 = Q0 + 0,65(Q1 + Q2 + \dots + Q8 + Q9 + Q10)$	186,16
RDC	Q11	$\Sigma 11 = Q0 + 0,636(Q1 + Q2 + \dots + Q9 + Q10 + Q11)$	234,43
SS	Q12	$\Sigma 12 = Q0 + 0,625(Q1 + Q2 + \dots + Q10 + Q11 + Q12)$	256,18

a.3.Exemple de calcul pour le sous-sol :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$N_u = 1,35 \times 1335,14 + 1,5 \times 256,18$$

$$N_u = 2186,71 \text{ KN.}$$

$$B_r(m^2) \geq 0,0053 \cdot N_u(Mn).$$

$$B_r(m^2) \geq 0,0053 \times 2186,71 \times 0,001 = 0,115895577 m^2 = 1158,96 cm^2.$$

$$(a - 2)^2 \geq 1158,96 cm^2.$$

$$(a - 2) \geq 34,04 cm.$$

$$a \geq 36,04 cm.$$

Tableau II.7 : choix des sections du poteau central.

Niveau	G (kn)	Q (kn)	Nu (kn)	Nser(KN)	Br(cm ²)	a (cm)	b (cm)	Choix
Terrasse	120,295	16,33	186,9	136,625	99,057	11,98	11,98	30×30
10	221,41	40,825	360,14	262,235	190,87	12,48	12,48	30×30
9	322,525	62,87	529,71	385,395	280,78	18,76	18,76	30×30
8	423,64	82,47	695,62	506,11	368,68	21,2	21,2	30×30
7	524,755	99,61	857,83	624,365	454,65	23,32	23,32	30×30
6	625,87	114,31	1016,39	739,18	538,69	25,21	25,21	35×35
5	726,985	126,56	1171,27	853,545	620,77	26,92	26,92	35×35
4	828,1	138,76	1326,08	966,86	702,82	28,51	28,51	35×35
3	929,215	151,35	1481,47	1080,565	785,18	30,02	30,02	35×35
2	1030,33	163,37	1636	1193,7	867,08	31,45	31,45	40×40
1	1132,21	186,16	1807,72	1318,37	958,09	32,95	32,95	40×40
RDC	1233,71	234,43	2017,15	1468,14	1069,09	34,7	34,7	40×40
SS	1335,14	256,18	2186,71	1591,32	1158,95	36,04	36,04	40×40

b. Poteau de rive le plus sollicité :

-Surface avec poteau :

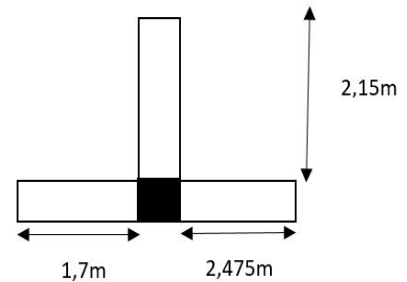
$$St = (1,7 + 0,3 + 2,475) \times (2,15 + 0,3)$$

$$St = 10,96 \text{ m}^2.$$

-Surface sans poteau :

$$Sr = (1,7 + 2,475) \times (2,15)$$

$$Sr = 8,98 \text{ m}^2$$

**b.1. Calcul des différents poids :****Tableau II.8** : des différents poids du poteau de rive.

N	Eléments	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse : (6,38×8,98) =	57,3	10,96
	Poutre principale : ((0,45×0,3×2,15×25) =	7,27	
	Poutre secondaire : ((0,4×0,3× (1,7+2,475) ×25) =	14,09	
	Poteau : (0,3 ×0,3×25× 3,06) =	6,89	
	Acrotère :		

	$(2,317 \times 4,475) =$	10,37	
	Σ	95,92	
2-2	Plancher étage courant : $(5,01 \times 8,98) =$ Poutre principale : $(0,45 \times 0,3 \times 2,15 \times 25) =$ Poutre secondaire : $((0,4 \times 0,3 \times (1,7 + 2,475) \times 25) =$ Poteau : $(0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06) =$ Mur extérieur : $(2,36 \times 4,175) =$	44,99 7,27 14,09 6,89 9,85	16,44
	Σ	179,01	
3-3	Plancher étage courant : $(5,01 \times 8,98) =$ Poutre principale : $(0,45 \times 0,3 \times 2,15 \times 25) =$ Poutre secondaire : $((0,4 \times 0,3 \times (1,7 + 2,475) \times 25) =$ Poteau : $(0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06) =$ Mur extérieur : $(2,36 \times 4,175) =$	44,99 7,27 14,09 6,89 9,85	16,44
	Σ	262,1	
4-4	Plancher étage courant : $(5,01 \times 8,98) =$ Poutre principale : $((0,45 \times 0,3 \times 2,15 \times 25) =$ Poutre secondaire : $((0,4 \times 0,3 \times (1,7 + 2,475)) \times 25) =$ Poteau : $(0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06) =$ Mur extérieur : $(2,36 \times 4,175) =$	44,99 7,27 14,09 6,89 9,85	16,44
	Σ	345,19	

5-5	Plancher étage courant : (5,01×8,98) = Poutre principale : ((0,45×0,3× 2,15) ×25) = Poutre secondaire : ((0,4×0,3× (1,7+2,475)) ×25) = Poteau : (0,3 ×0,3×25× 3,06) = Mur extérieur : (2,36×4,175)=	44,99 7,27 14,09 6,89 9,85	16,44
	Σ	428,28	
6-6	Plancher étage courant : (5,01× 8,98) = Poutre principale : ((0,45×0,3×2,15) ×25) = Poutre secondaire : ((0,4×0,3× (1,7+2,475)) ×25) = Poteau : (0,3 ×0,3×25× 3,06) = Mur extérieur : (2,36×4,175) =	44,99 7,27 14,09 6,89 9,85	16,44
	Σ	511,37	
7-7	Plancher étage courant : (5,01× 8,98) = Poutre principale : ((0,45×0,3×2,15×25) = Poutre secondaire : ((0,4×0,3× (1,7+2,475)) ×25) = Poteau : (0,3 ×0,3×25× 3,06) = Mur extérieur : (2,36×4,175) =	44,99 7,27 14,09 6,89 9,85	16,44
	Σ	594,46	
8-8	Plancher étage courant : (5,01×8,98) = Poutre principale : ((0,45×0,3× 2,15×25) = Poutre secondaire : ((0,4×0,3× (1,65+1,7)) ×25) = Poteau : (0,3 ×0,3×25× 3,06) = Mur extérieur : (2,36×4,175) =	44,99 7,27 14,09 6,89 9,85	16,44

	Σ	677,55	
9-9	Plancher étage courant : $(5,01 \times 8,98) =$ Poutre principale : $((0,45 \times 0,3 \times 2,15 \times 25) =$ Poutre secondaire : $((0,4 \times 0,3 \times (1,7 + 2,475)) \times 25) =$ Poteau : $(0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06) =$ Mur extérieur : $(2,36 \times 4,175) =$	44,99 7,27 14,09 6,89 9,85	16,44
	Σ	760,64	
10-10	Plancher étage courant : $(5,01 \times 8,98) =$ Poutre principale : $((0,45 \times 0,3 \times 2,15 \times 25) =$ Poutre secondaire : $((0,4 \times 0,3 \times (1,7 + 2,475)) \times 25) =$ Poteau : $(0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06) =$ Mur extérieur : $(2,36 \times 4,175) =$	44,99 7,27 14,09 6,89 9,85	16,44
	Σ	843,73	
11-11	Plancher étage courant : $(5,01 \times 8,98) =$ Poutre principale : $((0,45 \times 0,3 \times 2,15 \times 25) =$ Poutre secondaire : $((0,4 \times 0,3 \times (1,7 + 2,475)) \times 25) =$ Poteau : $(0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,4) =$ Mur extérieur : $(2,36 \times 4,175) =$	44,99 7,27 14,09 7,65 9,85	27,4
	Σ	927,58	

12-12	Plancher étage courant : $(5,01 \times 8,98) =$ Poutre principale : $((0,45 \times 0,3 \times 2,15 \times 25) =$ Poutre secondaire : $((0,4 \times 0,3 \times (1,7 + 2,475) \times 25) =$ Poteau : $(0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,23) =$ Mur extérieur : $(2,36 \times 4,175) =$	44,99 7,27 14,09 7,28 9,85	54,8
	Σ	1011,06	
13-13	Plancher étage courant : $(5,01 \times 8,98) =$ Poutre principale : $((0,45 \times 0,3 \times 2,15 \times 25) =$ Poutre secondaire : $((0,4 \times 0,3 \times (1,7 + 2,475)) \times 25) =$ Poteau : $(0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,2) =$ Mur extérieur : $(2,36 \times 4,175) =$	44,99 7,27 14,09 7,2 9,85	27,4
	Σ	1094,46	266,54

Gt= 1094,46KN.

b.2. La loi de dégression des charges d'exploitation

Tableau II.9 : Surcharge d'exploitation pour le poteau de rive.

Niveau des plancher	Surcharge	Σ Surcharge	Σ surcharge (KN/m ²)
Terrasse	Q0	$\Sigma 0 = Q0$	10,96
P10	Q1	$\Sigma 1 = Q0 + Q1$	27,4
P9	Q2	$\Sigma 2 = Q0 + 0,95(Q1 + Q2)$	42,2
P8	Q3	$\Sigma 3 = Q0 + 0,9(Q1 + Q2 + Q3)$	55,35
P7	Q4	$\Sigma 4 = Q0 + 0,85(Q1 + Q2 + Q3 + Q4)$	66,86
P6	Q5	$\Sigma 5 = Q0 + 0,8(Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5)$	76,72
P5	Q6	$\Sigma 6 = Q0 + 0,75(Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6)$	84,94
P4	Q7	$\Sigma 7 = Q0 + 0,714(Q1 + Q2 + Q3 + \dots + Q5 + Q6 + Q7)$	93,13

P3	Q8	$\Sigma 8 = Q_0 + 0,689(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	101,58
P2	Q9	$\Sigma 9 = Q_0 + 0,667 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	109,65
P1	Q10	$\Sigma 10 = Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$	124,94
RDC	Q11	$\Sigma 11 = Q_0 + 0,636(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$	157,34
SS	Q12	$\Sigma 12 = Q_0 + 0,625(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12})$	171,94

b.3.Exemple de calcul pour le sous-sol :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1,35 \times 1094,46 + 1,5 \times 171,94$$

$$N_u = 1735,43 \text{ KN.}$$

$$B_r(m^2) \geq 0,0053 . N_u$$

$$B_r(m^2) \geq 0,0053 \times 1735,43 \times 0,001 = 0,09197779 \text{ m}^2 = 919,78 \text{ cm}^2.$$

$$(a - 2)^2 \geq 919,78 \text{ cm}^2.$$

$$(a - 2) \geq 30,33 \text{ cm.}$$

$$a \geq 32,33 \text{ cm.}$$

Tableau II.10 : Choix des sections pour le poteau de rive.

Niveau	G (kn)	Q (kn)	Nu (kn)	Nser(KN)	Br(cm ²)	a (cm)	B (cm)	Choix
terrasse	95,92	10,96	145,93	106,88	77,34	10,79	10,79	30×30
10	179,01	27,4	282,76	206,41	149,86	14,24	14,24	30×30
9	262,1	42,2	417,14	304,3	221,08	16,87	16,87	30×30
8	345,19	55,35	549,03	400,54	290,99	19,06	19,06	30×30
7	428,28	66,86	678,47	495,14	359,59	20,96	20,96	30×30
6	511,37	76,72	805,43	588,09	426,88	22,66	22,66	30×30
5	594,46	84,94	929,93	679,4	492,86	24,2	24,2	30×30
4	677,55	93,13	1054,39	770,68	558,82	25,64	25,64	30×30
3	760,64	101,58	1179,23	862,22	624,99	26,99	26,99	30×30
2	843,73	109,65	1303,51	953,38	690,86	28,28	28,28	35×35
1	927,58	124,94	1439,64	1052,52	763	29,62	29,62	35×35
RDC	1011,06	157,34	1600,94	1168,4	848,5	31,13	31,13	35×35
SS	1094,46	171,94	1735,43	1266,4	919,78	32,33	32,33	35×35

c. Poteau d'angle le plus sollicité :

-Surface avec poteau :

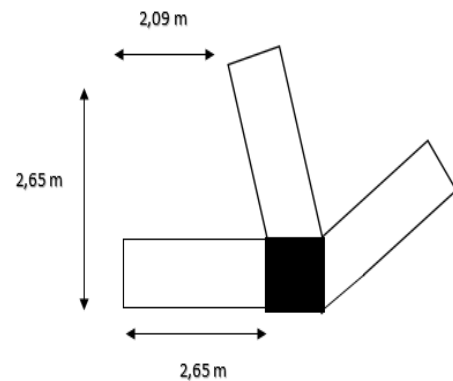
$$St = \frac{(2,65 + 2,09) \times 2,65}{2} \times 2$$

$$St = 12,561 \text{ m}^2.$$

-Surface sans poteau :

$$Sr = \frac{(2,5 + 2,09) \times 2,5}{2} \times 2$$

$$Sr = 11,475 \text{ m}^2.$$

**c.1. Calcul des différents poids :****Tableau II.11 :** des différents poids du poteau d'angle.

N	Eléments	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse : $(6,38 \times 11,475) =$ Poutre principale : $((0,45 \times 0,3 \times 2,5 \times 25) =$ Poutre secondaire : $((0,4 \times 0,3 \times (2,5 + 2,5) \times 25) =$ Poteau : $(0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06) =$ Acrotère : $(2,317 \times 5) =$	73,21 8,4375 15 6,885 11,585	12,561
	Σ	115,12	
2-2	Plancher étage courant : $(5,01 \times 11,475) =$ Poutre principale : $(0,45 \times 0,3 \times 2,5 \times 25) =$ Poutre secondaire : $((0,4 \times 0,3 \times (2,5 + 2,5) \times 25) =$ Poteau : $(0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06) =$ Mur extérieur : $(2,36 \times 5) =$	57,49 8,4375 15 6,885 11,8	18,84
	Σ	214,73	

3-3	Plancher étage courant : (5,01×11,475) = Poutre principale : (0,45×0,3×2,5×25) = Poutre secondaire : ((0,4×0,3× (2,5+2,5) ×25) = Poteau : (0,3 ×0,3×25× 3,06) = Mur extérieur : (2,36×5) =	57,49 8,4375 15 6,885 11,8	18,84
	Σ	314,34	
4-4	Plancher étage courant : (5,01×11,475) = Poutre principale : ((0,45×0,3×2,5×25) = Poutre secondaire : ((0,4×0,3× (2,5+2,5)) ×25) = Poteau : (0,3 ×0,3×25× 3,06) = Mur extérieur : (2,36×5) =	57,49 8,4375 15 6,885 11,8	18,84
	Σ	413,95	
5-5	Plancher étage courant : (5,01×11,475) = Poutre principale : ((0,45×0,3×2,5×25) = Poutre secondaire : ((0,4×0,3× (2,5+2,5)) ×25) = Poteau : (0,3 ×0,3×25× 3,06) = Mur extérieur : (2,36×5) =	57,49 8,4375 15 6,885 11,8	18,84
	Σ	513,56	
6-6	Plancher étage courant : (5,01×11,475) = Poutre principale : ((0,45×0,3×2,5×25) = Poutre secondaire : ((0,4×0,3× (2,5+2,5)) ×25) = Poteau : (0,3 ×0,3×25× 3,06) = Mur extérieur : (2,36×5) =	57,49 8,4375 15 6,885 11,8	18,84
	Σ	613,17	
7-7	Plancher étage courant : (5,01×11,475) = Poutre principale :	57,49	18,84

	$((0,45 \times 0,3 \times 2,5 \times 25) =$ Poutre secondaire : $((0,4 \times 0,3 \times (2,5 + 2,5)) \times 25) =$ Poteau : $(0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06) =$ Mur extérieur : $(2,36 \times 5) =$	8,4375 15 6,885 11,8	
	Σ	712,78	
8-8	Plancher étage courant : $(5,01 \times 11,475) =$ Poutre principale : $((0,45 \times 0,3 \times 2,5 \times 25) =$ Poutre secondaire : $((0,4 \times 0,3 \times (2,5 + 2,5)) \times 25) =$ Poteau : $(0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06) =$ Mur extérieur : $(2,36 \times 5) =$	57,49 8,4375 15 6,885 11,8	18,84
	Σ	812,39	
9-9	Plancher étage courant : $(5,01 \times 11,475) =$ Poutre principale : $((0,45 \times 0,3 \times 2,5 \times 25) =$ Poutre secondaire : $((0,4 \times 0,3 \times (2,5 + 2,5)) \times 25) =$ Poteau : $(0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06) =$ Mur extérieur : $(2,36 \times 5) =$	57,49 8,4375 15 6,885 11,8	18,84
	Σ	912	
10-10	Plancher étage courant : $(5,01 \times 11,475) =$ Poutre principale : $((0,45 \times 0,3 \times 2,5 \times 25) =$ Poutre secondaire : $((0,4 \times 0,3 \times (2,5 + 2,5)) \times 25) =$ Poteau : $(0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06) =$ Mur extérieur : $(2,36 \times 5) =$	57,49 8,4375 15 6,885 11,8	18,84
	Σ	1011,61	

11-11	Plancher étage courant : (5,01×11,475) = Poutre principale : ((0,45×0,3×2,5×25) = Poutre secondaire : ((0,4×0,3× (2,5+2,5) ×25) = Poteau : (0,3 ×0,3×25× 3,4) = Mur extérieur : (2,36×5) =	57,49 8,4375 15 7,65 11,8	31,40
	Σ	1111,99	
12-12	Plancher étage courant : (5,01×11,475) = Poutre principale : ((0,45×0,3×2,5×25) = Poutre secondaire : ((0,4×0,3× (2,5+2,5) ×25) = Poteau : (0,3 ×0,3×25× 3,23) = Mur extérieur : (2,36×5) =	57,49 8,4375 15 7,268 11,8	62,81
	Σ	1211,99	
13-13	Plancher étage courant : (5,01×11,475) = Poutre principale : ((0,45×0,3×2,5×25) = Poutre secondaire : ((0,4×0,3× (2,5+2,5)) ×25) = Poteau : (0,3 ×0,3×25× 3,2) = Mur extérieur : (2,36×5) =	57,49 8,4375 15 7,2 11,8	31,40
	Σ	1311,92	

Gt=1311,92 KN.

c.2. La loi de dégression des charges d'exploitation :

Tableau II.12 : Surcharge d'exploitation pour le poteau d'angle.

Niveau des plancher	Surcharge	Σ Surcharge	Σ surcharge (KN/m ²)
Terrasse	Q0	$\Sigma 0 = Q0$	12,561
P10	Q1	$\Sigma 1 = Q0 + Q1$	31,4
P9	Q2	$\Sigma 2 = Q0 + 0,95(Q1 + Q2)$	48,36
P8	Q3	$\Sigma 3 = Q0 + 0,9(Q1 + Q2 + Q3)$	63,43

P7	Q4	$\Sigma 4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	76,62
P6	Q5	$\Sigma 5 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	87,92
P5	Q6	$\Sigma 6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	97,34
P4	Q7	$\Sigma 7 = Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	106,72
P3	Q8	$\Sigma 8 = Q_0 + 0,689(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	116,41
P2	Q9	$\Sigma 9 = Q_0 + 0,667(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	125,66
P1	Q10	$\Sigma 10 = Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$	143,185
RDC	Q11	$\Sigma 11 = Q_0 + 0,636(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$	180,32
SS	Q12	$\Sigma 12 = Q_0 + 0,625(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12})$	197,04

c.3.Exemple de calcul pour le sous-sol :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1,35 \times 1311,92 + 1,5 \times 197,04$$

$$N_u = 2066,65 \text{ KN.}$$

$$B_r(m^2) \geq 0,0053 \cdot N_u$$

$$B_r(m^2) \geq 0,0053 \times 2066,65 \times 0,001 = 0,109532556 \text{ m}^2 = 1095,32 \text{ cm}^2.$$

$$(a - 2)^2 \geq 1095,32 \text{ cm}^2.$$

$$(a - 2) \geq 33,1 \text{ cm.}$$

$$a \geq 35,1 \text{ cm.}$$

Tableau II.13 : Choix des sections pour le poteau d'angle.

Niveau	G (kn)	Q (kn)	Nu (kn)	Nser(KN)	Br(cm ²)	a (cm)	B (cm)	Choix
terrasse	115,12	12,561	174,25	127,68	92,35	11,61	11,61	30×30
10	214,73	31,4	336,99	246,13	178,6	15,36	15,36	30×30
9	314,34	48,36	496,9	362,7	263,36	18,23	18,23	30×30
8	413,95	63,43	653,98	477,38	346,61	20,62	20,62	30×30
7	513,56	76,62	808,24	590,18	428,37	22,7	22,7	30×30
6	613,17	87,92	959,66	701,09	508,62	24,55	24,55	35×35
5	712,78	97,34	1108,26	810,12	587,38	26,24	26,24	35×35
4	812,39	106,72	1256,81	919,11	666,1	27,81	27,81	35×35

3	912	116,41	1405,82	1028,41	745,08	29,29	29,29	35×35
2	1011,61	125,66	1554,16	1137,27	823,7	30,7	30,7	40×40
1	1111,99	143,185	1715,96	1255,175	909,46	32,16	32,16	40×40
RDC	1211,99	180,32	1906,67	1392,31	1010,54	33,79	33,79	40×40
SS	1311,92	197,04	2066,65	1508,96	1095,32	35,1	35,1	40×40

II.3.4. Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la Stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales. Le pré-dimensionnement des voiles se fera conformément à l'article 7.7.1 du RPA99, et les éléments sont considérés comme voiles s'ils satisfassent la condition suivante :

$$L \geq 4e$$

Avec :

e : Épaisseur des voiles : $e = \frac{h_e}{20}$

L : Portée min des voiles.

Les charges prises en compte dans le pré dimensionnement des voiles sont :

- ✓ Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- ✓ Les actions horizontales : effet de séisme et vent.

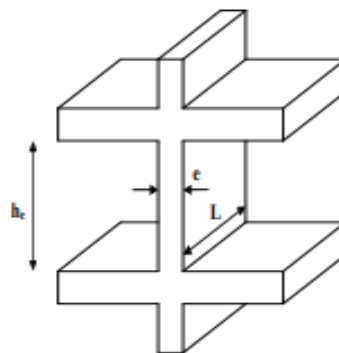


Figure II.7 : coupe de voile en élévation.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage " h_e " et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm.

Dans notre cas, on prend :

- sous sol : $he = H - ep = 320 - 20 = 300cm \rightarrow e = \frac{300}{20} = 15cm.$

-RDC: $he = H - ep = 323 - 20 = 303cm \rightarrow e = \frac{303}{20} = 15,15 cm.$

-1er : $he = H - ep = 340 - 20 = 320cm \rightarrow e = \frac{320}{20} = 16 cm.$

-2er au 10ème : $he = H - ep = 306 - 20 = 286cm \rightarrow e = \frac{286}{20} = 14,3cm.$

Conclusion :

On adoptera une épaisseur de 20cm pour tous les voiles.

Chapitre III : Calculs des éléments secondaires

III.1. Plancher :

III.1.1. Définition :

Tous les planchers de notre bâtiment sont constitués d'amé creuses, d'une épaisseur de (16+5) et consistant en une dalle de compression reposant sur des poutres préfabriquées disposées dans le sens du plus petit porté.

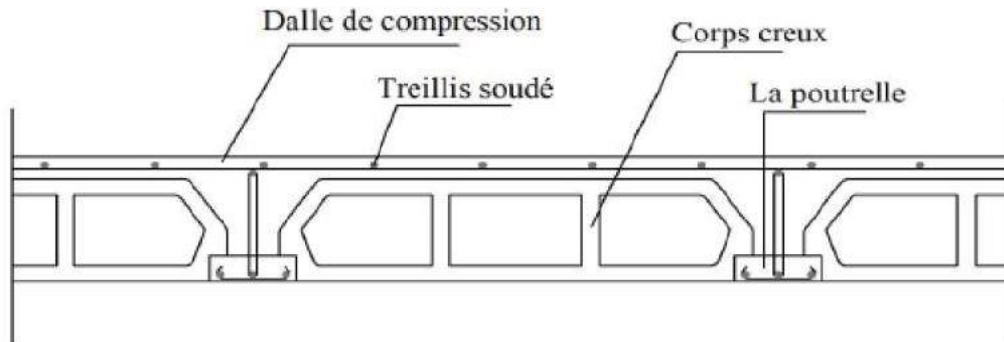


Figure III.1 : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

La hauteur d'un plancher est déterminée par la relation suivante :

$$ht > \frac{L}{22,5} \dots\dots\dots (\text{Art B6.8.424/ BAEL91})$$

Avec :

ht : hauteur totale du plancher

L : Portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré.

Le RPA exige le min $(b, h) \geq 30$ cm en zone II-b, on prend $min = 30$ cm.

Dans notre cas :

$$L = 495 - 30 = 470 \text{ cm.}$$

On prend un plancher (16+5) cm valable pour tous les niveaux.

-Epaisseur de corps creux : 16cm.

-Epaisseur de la dalle de compression : 5cm.

III.1.2. La dalle de compression :

La dalle de compression coulée sur place à une épaisseur de 5cm et il est renforcée par une grille à mailles soudées (TS 520) afin d'atteindre les objectifs suivant :

- ✓ Minimiser le risque de fissuration dû au retrait.

- ✓ Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces limitées.
- ✓ Répartir les charges localisées entre les poutres voisines. Le treillis soudé doit répondre aux conditions suivantes : (BAEL91 B.6.8.423)

Les dimensions des ouvertures des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles (nervures).
- ✓ 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

III.1.3. Ferrailage :

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

- 1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\text{perpendiculaires}} \geq \frac{4L}{F_e}$$

Avec :

L : distance entre axe des poutrelles ($50\text{cm} < L < 80\text{cm}$), on prend $L=65\text{cm}$.

F_e : limite de l'élasticité de l'acier (MPa).

$$A_{\text{perpendiculaires}} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5\text{cm}^2$$

On prend : 5T5 = 0,98cm².

- 2) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\text{parallèles}} \geq \frac{A_{\text{perpendiculaires}}}{2}$$

$$A_{\text{parallèles}} \geq \frac{0,98}{2} = 0,49\text{cm}^2$$

On prend : 5T5 = 0,98cm².

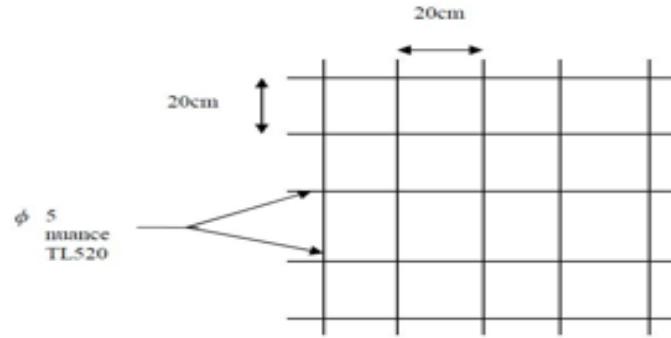


Figure III.2 : Treillis soudé.

- **Conclusion :**

On adoptera un treillis soudés ϕ 5 de nuance TS 520, dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens. (TS 520 (5 x 200 x 5 x 200)).

III.1.4. Les poutrelles :

Les poutres sont des éléments préfabriqués avec une section transversale en forme de T et un espacement de 65cm entre les axes. Un remplissage de corps creux est utilisé comme coffrage (avec une dimension de 21cm). Les poutres sont soumises à une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes :

- ✓ Avant le coulage de la dalle de compression.
- ✓ Après le coulage de la dalle de compression.

1. Avant le coulage de la dalle de compression :

Considérée comme une poutre simplement soutenue à ses deux extrémités, elle supporte son propre poids, le poids du corps creux et le poids du travailleur.

- **Charges permanentes et charges d'exploitations :**

-Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$.

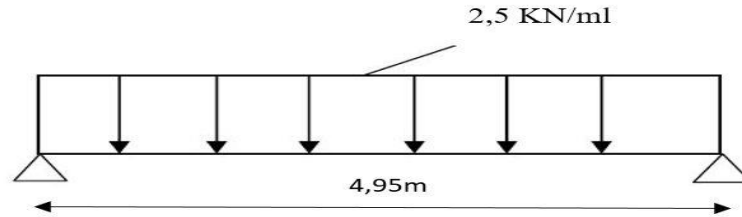
-Poids du corps creux : $G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$.

D'où: $G = G_1 + G_2 = 0,77 \text{ KN/ml}$.

-Surcharge due à la main d'œuvre : $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

- **Combinaisons de charges à l'ELU :**

$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,77 + 1,5 \times 1 = 2,54 \text{ KN/ml}$.



- **Calcul du moment :**

$$M_u = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{2,54 \times 4,95^2}{8} = 7,78 \text{ KN.m.}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = \frac{qu \times L}{2} = \frac{2,54 \times 4,95}{2} = 6,29 \text{ KN.m.}$$

- **Ferraillage :**

Soit : $c=2\text{cm}$

La hauteur utile est donc $d = h - c = 5 - 2 = 3\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,78 \times 10^3}{12 \times 3^2 \times 17} = 4,237.$$

$\mu = 4,237 > \mu_1 = 0,371 \Rightarrow$ la section est doublement armée.

Compte tenu de la faible hauteur de la poutre par rapport à sa portée, il est nécessaire d'inclure des appuis intermédiaires pour aider les poutres à supporter les charges avant le coulage. Ces appuis sont généralement espacés d'une distance de 80 à 120 cm.

2. Après le coulage de la dalle de compression :

La poutre en T se comporte comme une poutre continue, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son propre poids, le poids du corps creux, ainsi que le poids de la dalle de compression, en plus des charges et des éventuelles charges supplémentaires sur le plancher.

- **Charges permanentes et charges d'exploitations :**

Charges permanentes :

-Etage courant : $G = 5,01 \times 0,65 = 3,257 \text{ KN/ml}$.

-La terrasse : $G = 6,38 \times 0,65 = 4,147 \text{ KN/ml}$.

Surcharges d'exploitations :

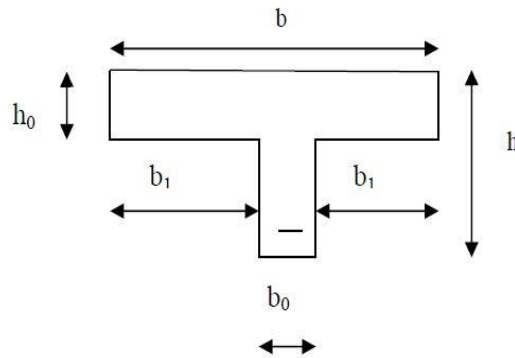
-Etage de service : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,626 \text{ KN/ml}$.

-Etage courant à usage d'habitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$.

-La terrasse inaccessible : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$.

- **Calcul de la largeur de la table de compression :**

$$b_1 = \min \left(\frac{L}{10} ; \frac{L' - b_0}{2} \right).$$



L : longueur libre entre nus d'appuis (495cm).

L' : longueur libre entre axe de poutrelles (65cm).

b0 : largeur de la poutrelle (12cm).

h0 : épaisseur de la dalle de compression (5cm).

b : largeur de la table de compression.

$$b_1 = \min \left(\frac{495}{10} ; \frac{65-12}{2} \right) = b_1 = \min (49,5 ; 26,5) = 26,5 \text{ cm.}$$

$$D'où : b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

- **Combinaisons de charges :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,257 + 1,5 \times 1,626 = 6,83 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = G + Q = 3,257 + 1,626 = 4,88 \text{ KN/ml.}$$

- **Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

Les poutrelles qui doivent être analysées sont considérées comme des poutres continues à appuis multiples. Leur analyse peut être effectuée à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire

- **Choix de la méthode de calcul :**

- **Domaine d'application de la méthode forfaitaire :**

Il s'agit d'une méthode de calcul simplifiée qui peut être utilisée pour les planchers présentant des surcharges modérées, comme les planchers des constructions courantes telles que les immeubles d'habitation, les immeubles bureaux, les bâtiments d'enseignement, les hôpitaux etc...

L'utilisation de cette méthode permet un calcul rapide et simple. Selon le BAEL91, la méthode forfaitaire peut être appliquée pour le calcul des planchers avec des charges d'exploitation modérées, à condition que les conditions suivantes soient remplies :

- 1- La valeur de la surcharge d'exploitation doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5kN/ml, c'est-à-dire :

$$Q \leq \min(2G; 5 \text{ KN/ml})$$

$$Q = 5 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 5 \text{ KN/ml} = 5 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2- La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable $\Rightarrow$ Condition confirmée.

3- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

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

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_i + 1} \leq 1,25$$

$$\bullet \quad 0,8 \leq \frac{3,80}{3,90} = 0,97 \leq 1,25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\bullet \quad 0,8 \leq \frac{3,90}{5,45} = 0,71 \leq 1,25 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

On ne peut pas travailler avec la méthode forfaitaire.

$\Rightarrow$ Donc on a utilisé logiciel numérique pour calculer les moments fléchissant et les efforts tranchants.



III.1.4.1. Sollicitations à l'ELU :

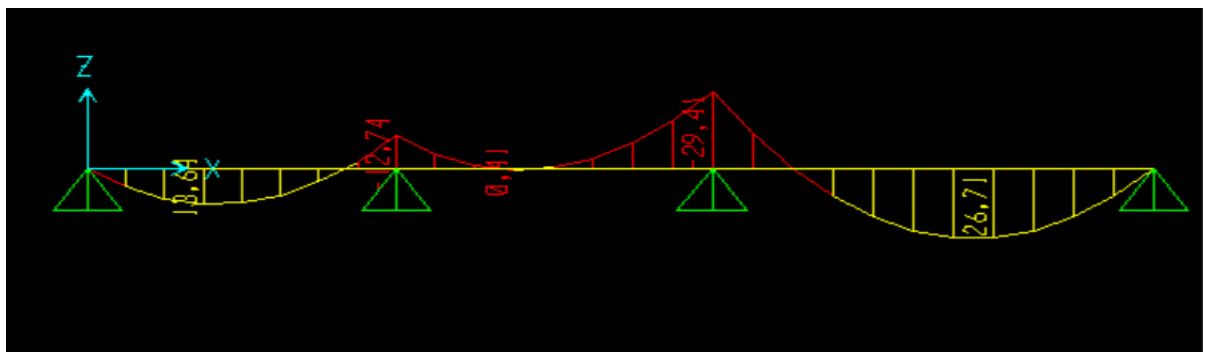


Figure III.3 : Diagramme des moments fléchissant

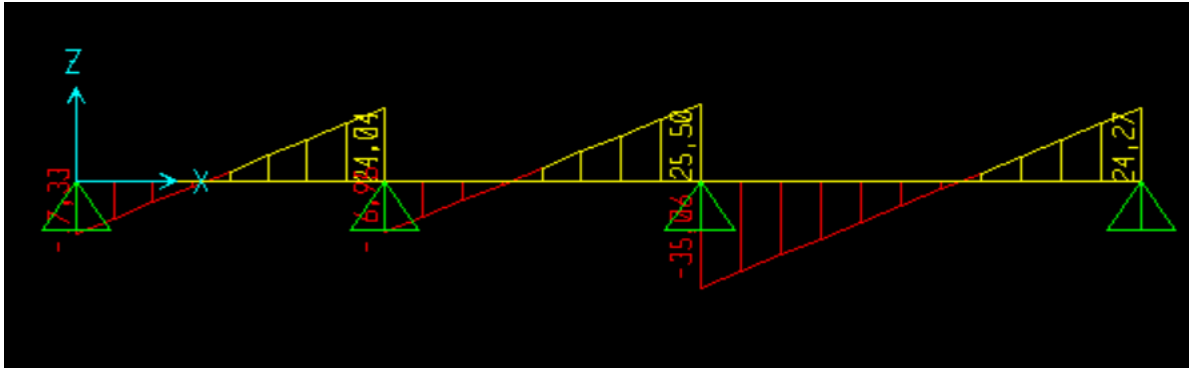


Figure III.4 : Diagramme des efforts tranchants.

III.1.4.2. Calcul des armatures à l'ELU :

Le renforcement sera effectué en utilisant les moments à l'état limite ultime (ELU). Les poutrelles seront calculées comme des sections en T avec la caractéristique géométrique suivante :

$b_1 = 26,5\text{cm}$ (largeur de la dalle de plancher).

$b = 65\text{cm}$ (largeur de l'aile de compression).

$b_0 = 12\text{cm}$ (la largeur de la nervure).

$h = 21\text{cm}$ (hauteur totale du plancher).

$h_0 = 5\text{cm}$ (épaisseur de la table de compression).

$c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieures).

$d = h - c = 21 - 2 = 19\text{cm}$ (distance du CDG des armatures inférieures jusqu'à la fibre la plus comprimée).

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée :

-En travées : $M_t = 26,71 \text{ KN.m.}$

-Aux appuis : $M_a = 29,41 \text{ KN.m.}$

- **Armatures longitudinales :**

- **En travées :**

Position de l'axe neutre :

-Si $M_t > M_0$: (l'axe neutre est dans la nervure).

-Si $M_t < M_0$: (l'axe neutre est dans la table de compression).

M_0 : Le moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 30}{1 \times 1,5} = 17 \text{ Mpa.}$

$$M_0 = 0,65 \times 0,05 \times 17 \times 10^3 \left(0,19 - \frac{0,05}{2} \right) = 91,16 \text{ KN.m.}$$

$M_t = 26,71 \text{ KN.m} < M_0 = 91,16 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre est la table de compression

$\Rightarrow$ Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire **(b x h) = (65 x 21).**

La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur b et de hauteur h.

Avec :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{utr}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{26,71 \times 10^3}{65 \times 19^2 \times 17} = 0,067$$

$$\mu = 0,067 < \mu_1 = 0,371 \Rightarrow \beta = 0,982$$

La section est simplement armée.

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{26,71 \times 10^3}{0,982 \times 19 \times 435} = 3,29 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA16=4,02 cm²** avec : **St=20cm**

- **Aux appuis :**

La table est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de hauteur utile d = 19cm et de la largeur b₀ = 12cm.

$$\mu_a = \frac{M_{uapp}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{29,41 \times 10^3}{12 \times 19^2 \times 17} = 0,399$$

$$\mu_a = 0,399 < \mu_1 = 0,371 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

$\Rightarrow$ Dans ce cas-là on peut ajouter une poutre de chaînage pour diminuer le moment sur appui

On a utilisé logiciel numérique pour calculer les moments fléchissant et les efforts tranchants.

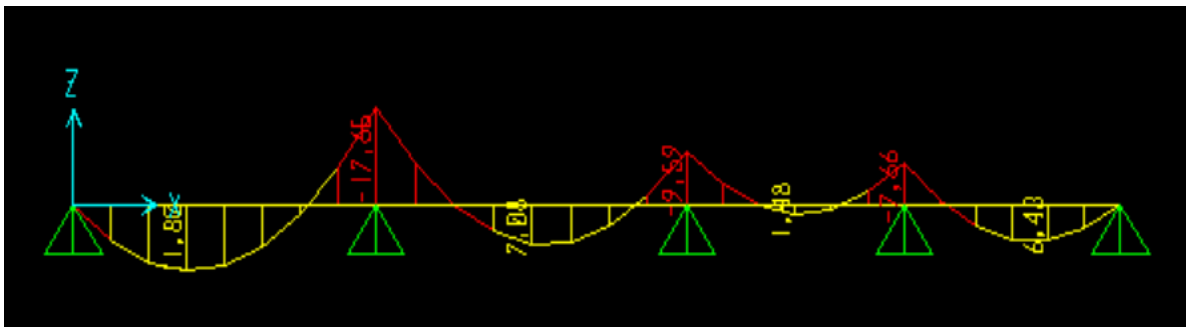
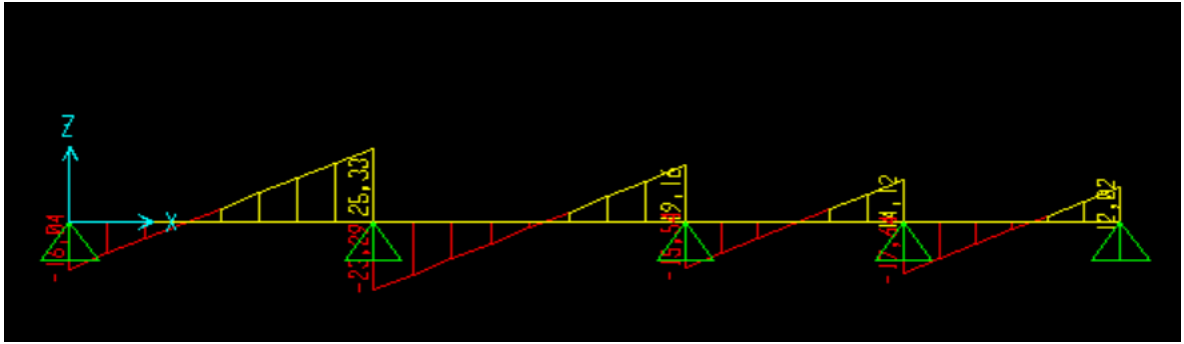


Figure III.5 : Diagramme des moments fléchissant



FigureIII.6 : Diagramme des efforts tranchants.

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée :

-En travées : $M_t = 11,80 \text{ KN.m}$

-Aux appuis : $M_a = 17,66 \text{ KN.m}$

- **Armatures longitudinales :**

- **En travées :**

Position de l'axe neutre :

-Si $M_t > M_0$: (l'axe neutre est dans la nervure).

-Si $M_t < M_0$: (l'axe neutre est dans la table de compression).

M_0 : Le moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right).$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 30}{1 \times 1,5} = 17 \text{ Mpa}.$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,05 \times 17 \times 10^3 \left(0,19 - \frac{0,05}{2}\right) = 91,16 \text{ KN.m}.$$

$$M_t = 11,80 \text{ kN.m} < M_0 = 91,16 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{L'axe neutre est la table de compression}$$

Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire ($b \times h$) = (65 x 21).

La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur b et de hauteur h .

Avec :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{utr}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11,80 \times 10^3}{65 \times 19^2 \times 17} = 0,0296$$

$$\mu = 0,0296 < \mu_1 = 0,371 \Rightarrow \beta = 0,982.$$

La section est simplement armée.

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11,80 \times 10^3}{0,982 \times 19 \times 435} = 1,45 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **1HA16=2,01cm²** avec : **St=20cm**

- **Aux appuis :**

Ma = 17,65 KN.m .

$$\mu_a = \frac{Mu_{app}}{b_0.d^2.f_{bc}} = \frac{17,65 \times 10^3}{12 \times 19^2 \times 17} = 0,239$$

$$\mu_a = 0,239 < \mu_1 = 0,371 \quad \beta = 0,919.$$

La section est simplement armée.

$$A_a = \frac{Mu_{app}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{17,65 \times 10^3}{0,919 \times 19 \times 435} = 2,32 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA14=3,08cm²**

- **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par le (BAEL91, ART.A.7.2.12)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \phi_1^{max}\right)$$

Avec :

ϕ_1^{max} : Le diamètre maximal des armatures longitudinales

h : hauteur de la poutrelle (h= 20cm).

b₀ : longueur de l'âme b₀ = 12cm

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \phi_1^{max}\right) = \min\left(\frac{12}{10}; \frac{21}{35}; 1,2\right) = 0,6 \text{ cm}$$

On adopte : $2\phi 8 \Rightarrow A_t = 1,01 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

- **Espacement des armatures transversales :**

$$St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(17,1; 40) = 17,1 \text{ cm}$$

On prends : **St=20cm.**

III.1.4.3. Vérifications à l'ELU:

1. Condition de non fragilité : (BAEL 91/ Art A.4.2.2).

Par définition, une section rectangulaire soumise à la traction ou à la flexion est considérée comme non fragile si la contrainte provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section se traduit par une contrainte de l'acier égale ou inférieure à leurs limites d'élasticité garanties. Dans le cas d'une section rectangulaire simplement soutenue d'une largeur b et renforcée par une section A, cette exigence peut être exprimée comme suit :

$$A \geq A_{min} = \frac{0,23.b_0.d.ft_{28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 19 \times 2,4}{500} = 0,25 \text{ cm}^2$$

-**Aux appuis** : $A_{ap} = 3,08 \text{ cm}^2 > 0,25 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

-**En travée** : $A_{tr} = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,25 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

2. Vérification à l'effort tranchant : (BAEL 91/ Art A.5.22) :

Avec : $Tu = 25,33 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{35,06 \times 10^3}{120 \times 190} = 1,54 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 4 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

3. Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres : Art A6.1.3, BAEL 91).

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,4 = 3,6 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0,9 d \cdot \Sigma u_i} \quad \text{Avec : } \Sigma u_i: \text{somme des perimetre utiles es armatures}$$

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 2 \times 3,14 \times 1,2 = 7,536 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{25,33 \times 10}{0,9 \times 19 \times 7,536} = 1,97 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,6 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4. Influence de l'effort tranchant aux appuis :

- **Influence sur le béton : (BAEL 91/ Art 5.1.313).**

$$Tu \leq 0,4 \cdot b \cdot 0,9 d \frac{f_{c28}}{\gamma b}$$

$$Tu = 25,33 \leq 0,4 \times 12 \times 0,9 \times 19 \times \frac{30}{1,5} \times 10^{-1}$$

$$Tu = 25,33 \text{ KN} < 164,16 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence sur les aciers : (BAEL 91/ Art 5.1.313).**

$$As \geq \left(Tu + \frac{M_{app}}{0,9 d} \right) \frac{1,15}{f_e} \Rightarrow 4,02 \text{ cm}^2 \geq \left(25,33 + \frac{17,65}{0,9 \times 1,9} \right) \frac{1,15}{500} = 0,08 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

5. Ancrage des barres aux appuis :

$$Is = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{se}} \quad \text{avec: } \bar{\tau}_{se} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,4 = 3,24 \text{ MPa}$$

$$Is = \frac{1,2 \times 500}{4 \times 3,24} = 46,3 \text{ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, on adoptera un crochet normal dont la Largeur est fixée à $0,4ls = 18,52$ soit 19 cm .

6. Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **Au niveau de la jonction table nervure :**

$$\tau = \frac{Tu(b-b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = \frac{25,33 \times (0,65 - 0,12)}{1,8 \times 0,65 \times 0,19 \times 0,05} 10^{-3} = 1,20 \text{ MPa} < \tau_u \equiv 4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Au niveau des appuis :**

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{2TU}{b \cdot 0,9d} \leq \tau_u = \frac{0,8fc28}{\gamma b}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 25,33}{0,65 \times 0,9 \times 0,19} \times 10^{-3} = 0,46 \text{ MPa} \leq \tau_u = \frac{0,8 \times 30}{1,5} = 16 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.1.5. Calcul à l'ELS :

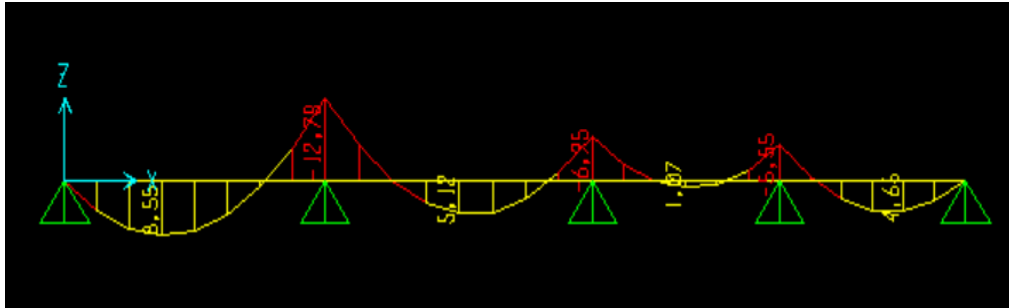


Figure III.7 : Diagramme des moments fléchissant

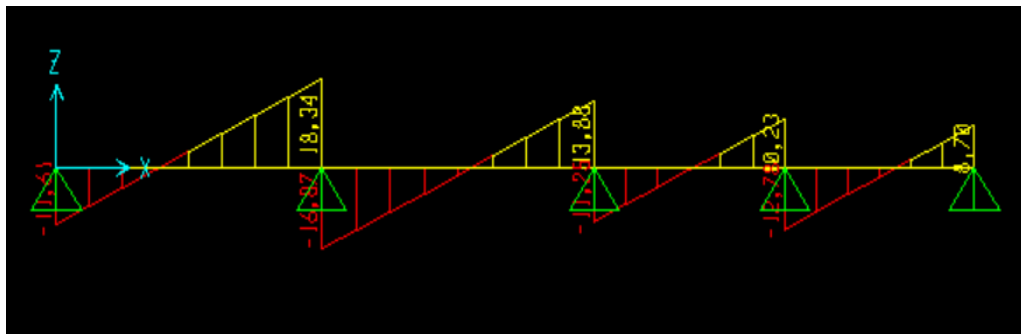


Figure III.8 : Diagramme des efforts tranchants.

Avec :

-En travée : $M_t = 8,55 \text{ kN.m}$

-Aux appuis : $M_a = 12,78 \text{ kN.m}$.

III.1.5.1. Vérification à l'ELS :

Les limites de service sont déterminées en fonction des opérations et de la durabilité de la structure. Les vérifications qui leur sont associées sont :

- État limite d'ouverture des fissures.
- État limite de résistance à la compression du béton.
- État limite de déformation.

1. Etat limite d'ouverture des fissures :

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, et de ce fait, aucune vérification n'est nécessaire.

2. Etat limite de résistance de béton en compression :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6fc28 = 18 \text{ MPa}$$

-Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 3,08}{12 \times 19} = 1,35 \Rightarrow \beta = 0,858 \text{ et } K = 0,049$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot A_a} = \frac{12,78 \times 10^3}{0,858 \times 19 \times 3,08} = 345 \leq 371 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,049 \times 345 = 16,9 \text{ MPa} < 17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

-En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{12 \times 19} = 1,76 \Rightarrow \beta = 0,858 \text{ et } K = 0,049$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot A_a} = \frac{12,78 \times 10^3}{0,858 \times 19 \times 3,08} = 254,53 \text{ MPa} \leq 371 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,049 \times 254,53 = 12,47 \text{ MPa} < 17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3. Etat limite de déformation :

La flèche étendue au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche autorisée pour ne pas gêner l'aspect et l'utilisation de la structure.

Les règles du BAEL91 A.6.5.2 précisent qu'il peut être jugé inutile de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont remplies :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10 M_0}$$

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique.

$$\frac{h}{L} = \frac{21}{545} = 0,039 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$\Rightarrow$ Vu que la première condition n'est pas vérifiée, nous devons procéder au calcul de la flèche

- Calcul de la flèche : (BAEL91 Art. B6.5.2).**

$$a) f_v = \frac{M_t^{ser} l^2}{10 E v I f_v} \leq \frac{L}{500}$$

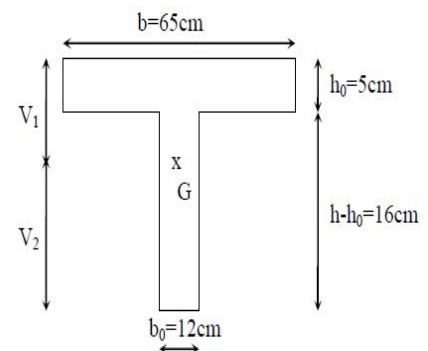
$$b) f_i = \frac{M_t^{ser} l^2}{10 E i I f_i} \leq \frac{L}{500}$$

-Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 5 + 15 \times 4,02 = 565,3 \text{ cm}^2$$

$$V_2 = h - V_1 = 21 - 7,88 = 13,12 \text{ cm.}$$



$$I_0 = \frac{b_0}{3}(V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3}(7,88^3 + 13,12^3) + (65 - 12) \times 5 \left[\frac{5^2}{12} + (7,88 - \frac{5}{2})^2 \right] + 15 \times 2,01(13,12 - 2)^2$$

$$I_0 = 22941,36 \text{ cm}^4 .$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{2,01}{12 \times 19} = 0,009$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \text{ ft}28}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,4}{0,009 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 5,22$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2,088$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \text{ ft}28}{4\rho\sigma_s + \text{ft}28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,4}{4 \times 0,009 \times 295,26 + 2,4} = 0,322$$

$$If_i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i\mu} = \frac{1,1 \times 22941,36}{1 + 5,22 \times 0,322} = 9412,28 \text{ cm}^4$$

$$If_v = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v\mu} = \frac{1,1 \times 22941,36}{1 + 2,088 \times 0,322} = 21987,9 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{8,55 \times 5,45^2 \times 10^7}{10 \times 34179,56 \times 9412,28} = 0,789 < \frac{545}{500} = 1,09 \dots \dots \dots \text{condition verifier}$$

$$f_v = \frac{8,55 \times 5,45^2 \times 10^7}{10 \times 11496,76 \times 21987,9} = 1,005 < \frac{545}{500} = 1,09 \dots \dots \dots \text{condition verifier}$$

- **Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

Ainsi les poutrelles seront ferrillées comme suit :

- **Armatures longitudinales :**

Le lit inférieur : **1HA16.**

Le lit supérieur : **2HA14.**

- **Armatures transversales :**

1 étrier en **HA8** chaque **20cm.**

III.2. Acrotère :

III.2.1. Définition :

L'acrotère est un élément décoratif qui est coulé sur place. Il a pour but d'assurer la sécurité des personnes qui marchent sur la terrasse et de protéger l'étanchéité. Il sert également de barrière contre l'impact des eaux de pluie, grâce à sa forme inclinée.

III.2.2. Méthode de calcul :

L'acrotère est assimilé à une console encastree dans la poutre du plancher terrasse cette dernière est sollicitée par deux efforts importants :

- ✓ Effort vertical dû à son poids propre.
- ✓ Effort horizontal dû à la main courante créant un moment fléchissant à l'encastrement.

Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement, il se fera à la flexion composée par un mètre linéaire de l'acrotère.

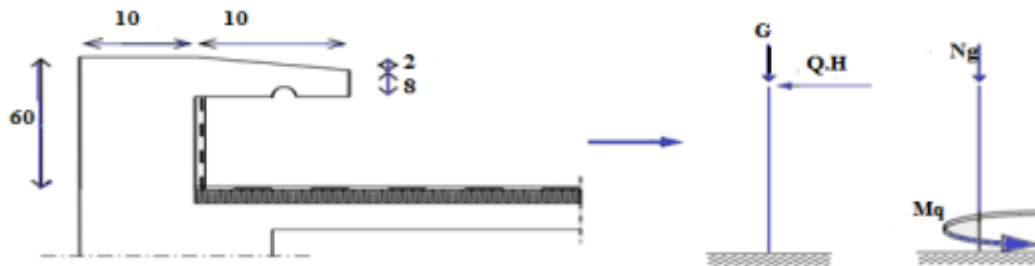


Figure III.9 : Les dimensions de l'acrotère et le schéma statique.

III.2.3. Evaluation des charges et Surcharges :

-Poids propre de l'acrotère :

$$G = 0,6 \times 0,1 + ((0,1 \times 0,02) / 2 + (0,08 \times 0,1)) \times 25 = 1,725 \text{ Kn/ml.}$$

-Revêtement en enduit de ciment :

$$0,02 \times 20 \times (0,6 + 0,2 + 0,08 + 0,1 + 0,5) = 0,592 \text{ Kn/ml.}$$

Avec :

$$G = 1,725 + 0,592 = 2,317 \text{ Kn/ml.}$$

-Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ Kn/ml}$$

- **Calcul de l'effort sismique :**

L'acrotère est soumis à une charge horizontale F_p donnée par RPA/version 2003 :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{zone II - b} \\ \text{et} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0,2.$$

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 tableau 6.1 page 43 (RPA99/V2003)

Donc : $C_p = 0,8$ pour un élément en console.

WP : poids de l'élément considéré $WP = G1 + G2 = 2,317 \text{ KN/ml}$.

On a:

$$Q_h = \max(1,5Q; F_p)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_p = 1,483 \\ \text{et} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ Kn} \end{array} \right. \Rightarrow Q_h = 1,5 \text{ Kn}.$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

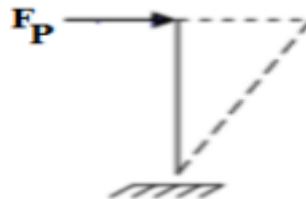


Figure III.10 : l'effort sismique.

III.2.4. Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

Tableau III.1 : les efforts internes.

	ELU	ELS
Effort Normal de compression	$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,317 = 3,13 \text{ Kn/ml}$.	$N_{ser} = G = 2,317 \text{ Kn/ml}$.
Moment fléchissant	$M_u = 1,5 \times Q_h \times h = 1,5 \times 1,5 \times 0,6 = 1,35 \text{ KN/ml}$.	$M_{ser} = Q_h \times h = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ Kn.ml}$.
Effort tranchant	$T_u = 1,5 \times Q_h = 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ KN/ml}$.	$T_{ser} = Q_h = 1,5 \text{ Kn/ml}$.

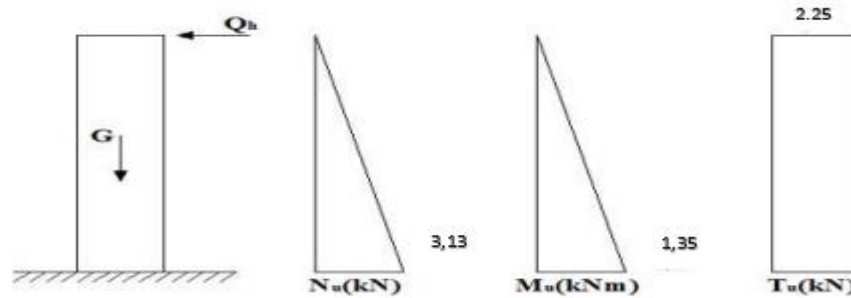


Figure III.11 : diagramme des efforts.

III.2.5. Ferrailage :

Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS.

Remarque :

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « N » et un moment de flexion « M ».

On conclut que la section du béton est sollicitée en flexion composée. Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A »

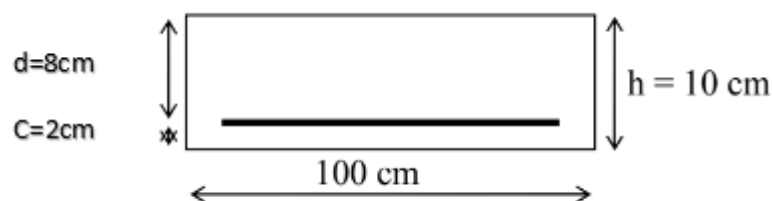


Figure III.12 : section de l'acrotère.

- **Calcul à L'ELU :**

On a :

$$h = 10\text{cm} ; b = 100\text{cm} ; c = c' = 2\text{cm} ; d = 8\text{cm} ; f_{c28} = 30\text{Mpa} ; f_{t28} = 2,4\text{MPa}.$$

L'élément est exposé aux intempéries donc la Fissuration est préjudiciable.

- **Calcul de l'excentricité :**

$$eu = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1,35}{3,13} = 0,4313m.$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{h}{2} - 2 = 3cm.$$

$$eu = 43,13cm > 3cm.$$

Le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, N est un effort de compression neutre à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimé. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « Mf ».

- **Armatures principales :**

- **La section des armatures fictives (en flexion simple) :**

Moment fictive :

$$Mf = Nu \times a$$

a : distance entre le 'Cp' et le centre de gravité « C_g » des armatures inférieurs tendues.

$$a = e + \frac{h}{2} - c = 43,13 + 3 = 46,13cm.$$

Donc :

$$M_f = 3,13 \times 0,4613 = 1,44KN.m.$$

$$\tau_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{1,5} = 17Mpa.$$

Moment réduit :

$$\mu = \frac{Mf}{bd^2\tau_{bc}} = \frac{1,44 \times 10^3}{100.8^2.17} = 0,013.$$

$$\mu = 0,013 < \mu_1 = 0,371 \Rightarrow SSA.$$

$$\mu = 0,013 \rightarrow \beta = 0,993.$$

$$\text{On a: } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 MPa.$$

Donc :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,44 \times 10^3}{0,993 \times 8 \times 435} = 0,416 \text{ cm}^2.$$

- **La section des armatures réelles (en flexion composée) :**

$$A_u = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } A_u = 0,416 - \frac{3,13}{435} = 0,409 \text{ cm}^2.$$

On a choisi 4HA6=1,13cm² avec S_t=20cm.

As' = 0 (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

- **Vérification à l'ELU :**

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0,23b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,4}{500} = 0,883 \text{ cm}^2.$$

$$A = 0,52 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,883 \text{ cm}^2$$

⇒ la condition n'est pas vérifiée donc on adoptera la section minimale d'armatures Amin.

$$A = A_{min} = 0,883 \text{ cm}^2.$$

$$\text{soit } A_{adopté} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures de répartitions :**

La section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales.

$$A_r \geq \frac{A_{adopté}}{4}$$

$$A_r \geq \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2.$$

On a choisi 4HA8 = 2,01 cm² avec un espacement St=30 cm.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{2,25 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,028 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement $\Rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement).

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$\Psi_s = 1,5$ (Acier de haute adhérence)

Donc :

$$\tau_{se} = 1,5 \times 2,4 = 3,6 \text{ MPa}.$$

Et :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \cdot \Sigma u_i} = \frac{2,25 \times 10}{0,9 \times 8 \times 10,05} = 0,31 \text{ MPa}.$$

Σu_i : Somme des périmètres utiles des barres $\Sigma u_i = 4\pi\phi = 4\pi \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$.

Alors :

$$\tau_{se} = 0,31 < \bar{\tau}_{se} = 3,6 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

Il n'y a de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Espacement des barres :**

-Armatures principales : $St \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \Rightarrow$ Soit $St = 25 \text{ cm}$.

-Armatures de répartition : $St \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm} \Rightarrow$ Soit $St = 30 \text{ cm}$.

- **Ancrages des barres verticales :**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L_s » :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{0,8 \times 500}{4 \times 3,24} = 30,86 \text{ cm.} \quad \text{soit} \quad L_s = 30 \text{ cm}.$$

Avec : $\tau_s = 0,6 \psi s^2 . ft28 = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,4 = 3,24 MPa$.

- **Calcul à L'ELS :**

$$M_s = 0,9 Kn.m ; \quad N_s = 2,31 Kn ; \quad e_s = 43,13 cm.$$

$$e_0 = \frac{d}{2} = \frac{8}{2} = 4cm.$$

$$e_s = 43,13cm > e_0 = 4cm.$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la section, donc la section est partiellement comprimée.

- **La section des armatures fictives :**

$$M_f = N_s \times a = N_s(e_s + 0,5h - c) = 2,31 \times (43,13 + 3) \times 10^{-2} = 1,066 Kn.m.$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2.fbu} = \frac{1,066 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 17} = 0,0098 < \mu_1 = 0,371 \Rightarrow \text{SSA (section simplement armée)}.$$

$$\mu = 0,0098 \Rightarrow \beta_1 = 0,9 \Rightarrow K_1 = 35,0 \Rightarrow k = \frac{1}{K_1} = 0,028.$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta . ft28} \right\} \quad \text{Avec : } \eta = 1,6 \text{ fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \{ 333,33 ; 215,56 \}$$

Donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = 215,56 MPa.$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta . d . \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1,066 \times 10^3}{0,9 \times 8 \times 215,56} = 0,69 cm^2.$$

- **La section des armatures réelles :**

$$A_r = A_f - \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{st}} = 0,69 - \frac{2,31}{215,56} = 0,68 cm^2.$$

$$A_s = A_r = 0,68 cm^2 < A = 2,01 cm^2 \Rightarrow \text{Le ferrailage adopté à l'ELU est vérifié.}$$

- **Vérification à l'ELS :**

- **Vérification de contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K . \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec:} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 MPa.$$

$$\sigma_{bc} = 0,028 \times 215,56 = 6,036 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

• **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta d} = \frac{0,9 \times 10}{2,01 \times 0,9 \times 8} = 0,622 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 215,56 \text{ Pa} \dots \dots \text{Conditio vérifier.}$$

Conclusion :

Les conditions étant vérifiées ; donc notre ferrailage calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS.

Le Ferrailage adopté est :

- Armatures principales : **4HA8 = 2,01 cm²** avec : **St = 25 cm.**

- Armatures de répartition : **4HA8 = 2,01 cm²** avec : **St = 30 cm.**

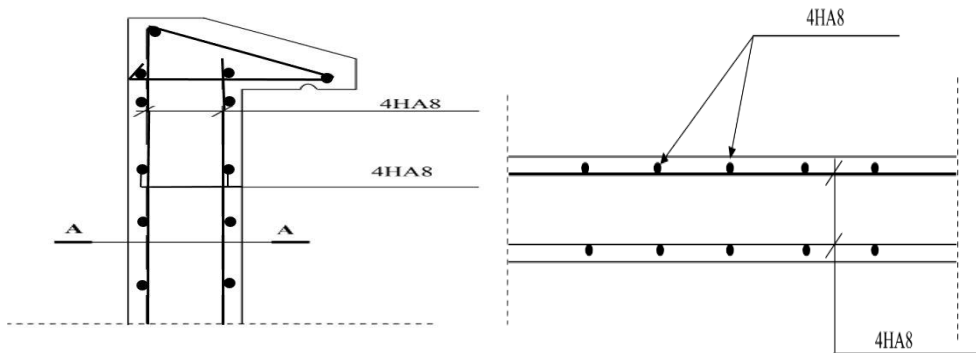


Figure III.13 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3. Etude du balcon :

III.3.1. Introduction :

- Le balcon est constitué d'une dalle solide qui suit la dalle de plancher.
- Le balcon fonctionne comme une console encastree au niveau de la poutre de rive.
- L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée en fonction de sa capacité à résister à la flexion, calculée selon la formule suivante :

$$ep \geq \frac{L}{10}$$

L : largeur de la console.

$$ep \geq \frac{1,2}{10} = 12 \text{ cm} \quad \text{Soit : } ep = 15 \text{ cm.}$$

Le balcon à calculer est en dalle pleine, dont les dimensions suivantes :

-La longueur : 6,3m.

-La largeur : 1,20m.

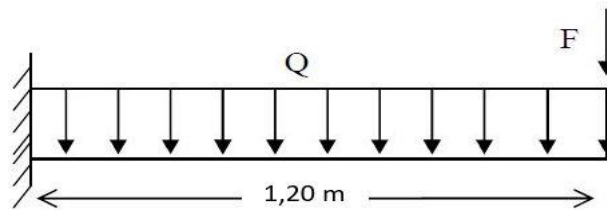


Figure III.14 : Schéma statique du balcon.

III.3.2. Détermination des charges et des surcharges :

Les charges permanentes sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.2. : Charges sur le balcon.

N°	Composants de plancher corps creux	e(m)	$\rho(\text{kn/m}^3)$	G (Kn/m ²)
1	dalle de sol	0,02	/	0,56
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de Sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	20	0,40
	Charge total			5,47 kn/m ²

- **Charges permanentes :** $G=5,47 \text{ kn/m}^2$.

Les surcharges d'exploitations de la dalle sont données par le DTR : $Q=3,5 \text{ kn/m}^2$.

La surcharge due à la main courante : $F= 1 \text{ KN/m}^2$.

La charge de concentration due au poids du garde-corps : $g = 0,9 \text{ KN/m}^2$.

III.3.3. Combinaisons de charges :

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

- **E.L.U :**

-La dalle : $q_u = (1,35G+1,5Q) \times 1\text{m} = 12,63 \text{ KN/m}$.

-Main courante : $q_{ul} = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/m}$.

-Garde-corps : $g_u = 1,35 \times 0,9 = 1,22 \text{ KN/m}$.

- **E.L.S :**

-La dalle : $q_s = G + Q = 8,97 \text{ KN/m}$.

-Main courante : $q_{1s} = 1 \text{ KN/m}$.

-Garde-corps : $g_s = 0,9 \text{ KN/m}$.

-Moment provoqué par la surcharge qu est :

$$M_{qu} = q_u \times L = 12,63 \times 1,2^2/2 = 9,09 \text{ KN/ml.}$$

-Moment provoqué par la main courante :

$$M_q = q_{ul} \times 1\text{m} = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml.}$$

-Moment provoqué par la surcharge g_u :

$$M_{gu} = g_u \times L = 1,22 \times 1,2 = 1,46 \text{ KN/ml.}$$

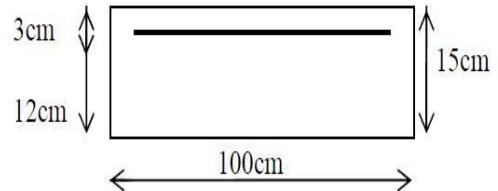
Le moment total est $M_u = M_{qu} + M_q + M_{gu} = 12,05 \text{ KN.m}$.

III.3.4. Ferrailage :

- **Les armatures principales :**

$$e_u = \frac{M_u}{q_{lu}} = \frac{12,05}{1,5} = 8,03\text{m}$$

$$e_u = \frac{hc}{2} - c = \frac{15}{2} - 3 = 4,5\text{m}$$



⇒ Section partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12,05 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 17} = 0,049 < \mu_1 = 0,371 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,049 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,05 \times 10^3}{0,975 \times 12 \times 435} = 2,37 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = 25\text{cm}$$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,37}{4} = 0,6 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ Avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Vérification à l'ELU :**
- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,4}{500} = 1,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,32 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 4,52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Espacement des barres :**

-Armatures principales : $St \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} > St = 25 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$

-Armatures de répartition : $St \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} > St = 25 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée}$

- **Vérification de l'ancrage :**

$$\tau_{se} = 0,6 \times \psi \times f_{t28} = 3,24 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{1,2 \times 500}{4 \times 3,24} = 46,3 \text{ cm} > e = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{On prévoit des crochets.}$$

$$L_r = 0,4 \times L_s = 21,16 \text{ cm}$$

- **Vérification de la condition de l'adhérence des barres : (Art6.13/BAEL 91)**

$$V_u = q_u + g_u = 12,63 + 1,22 \times 1,2 = 14,09 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,09 \times 10}{0,9 \times 12 \times 17,28} = 0,755 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \psi s f_{t28} = 3,6 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i = 3,6 \times 4 \times 1,2 = 17,28 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u .$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3 \text{ MPa. (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{14,09 \times 10}{100 \times 12} = 0,117 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification à l'E.L.S. :**

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} + (q_1 s \times 1) + (g_s \times L)$$

$$M_s = \frac{8,97 \times 1,2^2}{2} + (1 \times 1) + (0,9 \times 1,2) = 8,54 \text{ kN.m}$$

- **Ferraillage :**

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,54 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 17} = 0,0349$$

$\mu = 0,0349 < \mu_r = 0,371 \Rightarrow$ Le ferraillage adopté à l'E.L.U. est vérifié.

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

Si les conditions suivantes sont remplies, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton :

- Section rectangulaire.

- Nuance d'acier FEE500.

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{12,05}{8,54} = 1,41.$$

$$\mu = 0,07 \Rightarrow \alpha = 0,0908 \leq \frac{1,41-1}{2} + \frac{30}{100} = 0,505 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

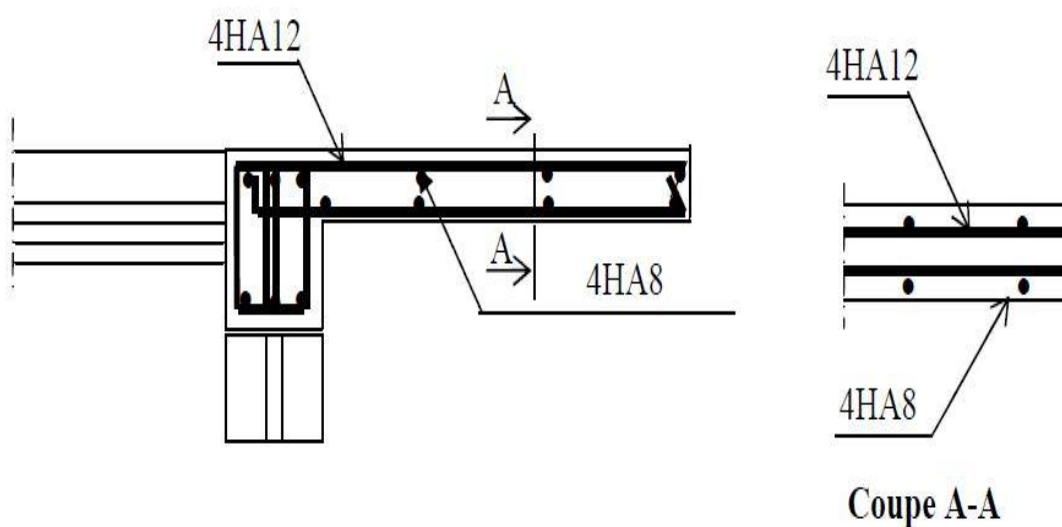


Figure III.15 : Plan de ferraillage du balcon.

III.4. Les escaliers :

III.4.1. Définitions :

Les escaliers constituent la famille la plus employée des circulations verticales. Ils sont disponibles, soit à titre de circulation principale, soit à titre de circulation de service ou de secours. Il permet de changer les niveaux avec un minimum des efforts et un maximum de sécurité.

L'escalier se compose généralement d'un certain nombre de marches qui définit la hauteur d'étage, elle peut être porteuse ou portée sur une paillasse.

1. la paillasse : Est une dalle en béton armé dont la pente correspond à celle de l'escalier. Elle repose sur les paliers ou les planchers.

2. Palier de repos : On peut toujours équiper un escalier avec une petite dalle dite palier de repos. Elle permet aux utilisateurs de se reposer.

3. L'emmarchement : la longueur d'une marche.

4. Le giron (g) : la largeur d'une marche.

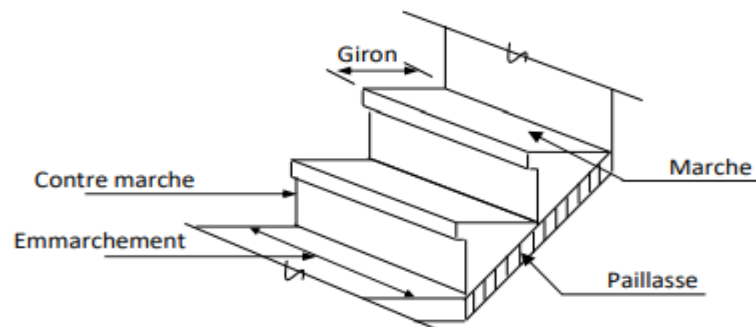


Figure III.16 : Schéma d'un escalier

III.4.2. Pré dimensionnement :

- Pour le 1^{er} étages $h=3,4m$ (type1) :

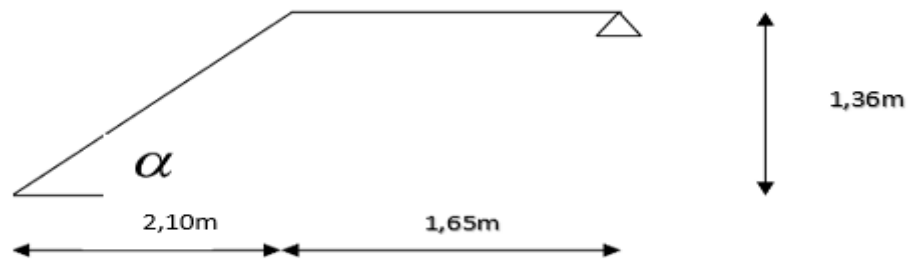


Figure III.17 : schéma statique de l'escalier.

Le pré dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de " BLONDEL "

$$59cm \leq g + 2h \leq 66cm$$

-g : Le giron (largeur d'une marche [cm] et

-h : La hauteur de la marche [cm].

On a :

$$\begin{cases} \text{la hauteur } h: 14 \leq h \leq 20cm. \\ \text{et} \\ \text{la largeur } g: 24 \leq g \leq 32cm. \end{cases}$$

On prend :

$$\begin{cases} h = 17cm \\ g = 30cm \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} 14 \leq 17cm \leq 20cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifier} \\ 24 \leq 30cm \leq 32cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifier} \end{cases}$$

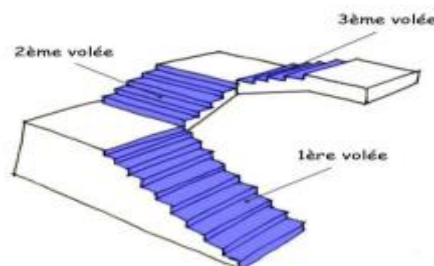


Figure III.18 : schéma d'escalier de trois volées.

Selon la formule de ' BLONDEL', il faut que :

$59 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66$ donc $\Rightarrow 59 < 64 \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifier.

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{136}{17} = 8.$$

On aura 8 contres marches pour la 1ère volée.

Nombre de marche :

$$n = N - 1 = 8 - 1 = 7 \text{ marches.}$$

Inclination de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{136}{210} = 0,647 \rightarrow \alpha = 32,92^\circ.$$

La longueur de la paillasse : $L' = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{210^2 + 136^2} = 250,19 \text{ cm.}$

Epaisseur de la paillasse porteuse :

On a :

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

Avec :

$$l = L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}}$$

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 165 = \sqrt{210^2 + 136^2} + 165 = 415,19 \text{ cm.}$$

Avec :

$$\frac{415,19}{30} \leq e \leq \frac{415,19}{20}$$

Donc :

$$13,84 \leq e \leq 20,75 \text{ cm.}$$

Conclusion : on opte pour une épaisseur **e=20cm**.

III.4.3. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'emmarchement et 1 ml de projection horizontale, et on va considérer que la paillasse est semi encastrée au niveau des paliers.

- **Les charges permanentes :**

Palier :

-Poids propre du palier.....	(25)×(0,2)	=	5kn/m ² .
-Dalle de sol (e=2cm)	(0,02) (20)	=	0,4kn/m ² .
-Mortier de pose (e=2cm)	(0,02) (20)	=	0,4Kn/m ² .
-Lit de sable (e=3cm)	(0,03) (18)	=	0,54Kn/m ² .
-Enduit au ciment (e=2cm).....	(0,02) (18)	=	0,36 Kn/m ² .
-Garde de corps.....		=	0,2 kn/m ² .

$$\Sigma G = 5,7Kn/m^2.$$

La pailleasse :

-Dalle de sol (e=2cm)	(0,02) (20)	=	0,4kn/m ² .
-Mortier de pose (e=2cm)	(0,02) (20)	=	0,4Kn/m ² .
-Lit de sable (e=3cm)	(0,03) (18)	=	0,54Kn/m ² .
-Poids propre de la pailleasse ($\frac{25 \times 0,2}{\cos 32,92}$).....		=	5,96Kn/m ² .
-Poids propre de la marche($\frac{25 \times 0,17}{2}$).....		=	2,125Kn/m ² .
-Enduit au ciment (e=2cm).....	(0,02) (18) ...	=	0,36 Kn/m ² .
-Garde de corps.....		=	1 kn/m ² .

$$\Sigma G = 10,785 Kn/m^2.$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q=2,5Kn/m^2.$$

III.4.3.1. Combinaisons de charges :

- **ELU :**

$$\text{Pailleasse : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (10,785) + 1,5 \times (2,5) = 18,301Kn/m.$$

$$\text{Palier : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (5,7) + 1,5 \times (2,5) = 11,445Kn/m.$$

- **ELS :**

Paillasse : $q_s = G + Q = (10,785) + (2,5) = 13,285 \text{ Kn/m}$.

Palier : $q_s = G + Q = (5,7) + (2,5) = 8,2 \text{ Kn/m}$.

III.4.3.2. Calcul à l'ELU :

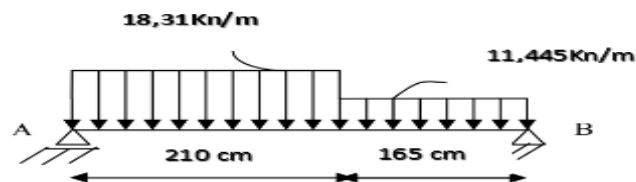


Figure III.19 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU

- **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum \frac{F}{yy'} = 0 \rightarrow R_A + R_B = 57,34 \text{ Kn}.$$

$$\sum \frac{M}{B} = 0 \rightarrow R_A = 31,84 \text{ Kn.} \quad \text{ET} \quad R_B = 25,5 \text{ Kn}.$$

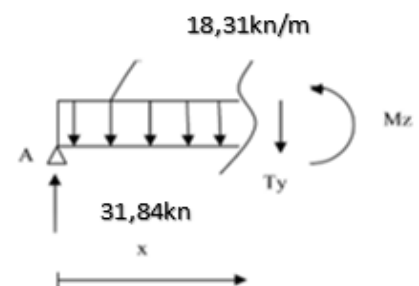
- **Calcul des efforts internes :**

Tronçon 1 : $0 < x < 2,1 \text{ m}$.

X(m)	Ty (Kn)	Mz(Kn.m)
0	31,84	0
2,1	-6,61	26,5

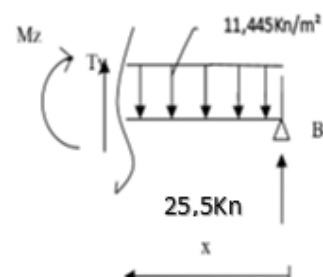
$$\sum \frac{F}{yy'} = 0 \rightarrow T_y = -18,31x + 31,84$$

$$\sum \frac{M}{G} = 0 \rightarrow M_z = 31,84x - 18,31 \frac{x^2}{2}$$



Tronçon 2 : $0 < x < 1,65 \text{ m}$.

X(m)	Ty (Kn)	Mz(Kn.m)
0	-25,5	0
1,65	-6,61	17,78



$$\Sigma \frac{F}{yy'} = 0 \rightarrow Ty = 11,445x - 25,5$$

$$\Sigma \frac{M}{G} = 0 \rightarrow Mz = 25,5x - 11,445 \frac{x^2}{2}$$

• **Calcul de M_{Max} :**

$$\frac{dMz(x)}{dx} = -Ty \quad \text{donc} \quad Ty = 0 \rightarrow Mz = M_{max}$$

$$Ty = 0 \rightarrow Ty = -18,31x + 31,84 = 0 \rightarrow x = 1,7m.$$

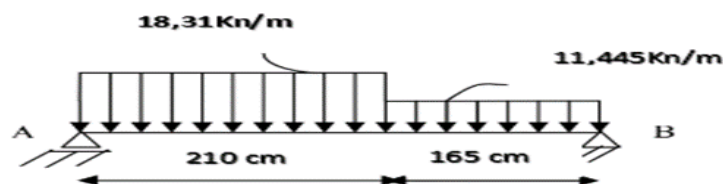
$$Mz(1,7) = 31,84(1,8) - 18,31 \times \frac{1,8^2}{2} = 27,65 Kn.m.$$

• **Remarque :**

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment 'Mumax' au niveau des appuis et en travée.

$$Mu_{app} = -0,3Mu_{max} = -8,295 Kn.m$$

$$Mu_{tra} = 0,85Mu_{max} = 23,5 Kn.m$$



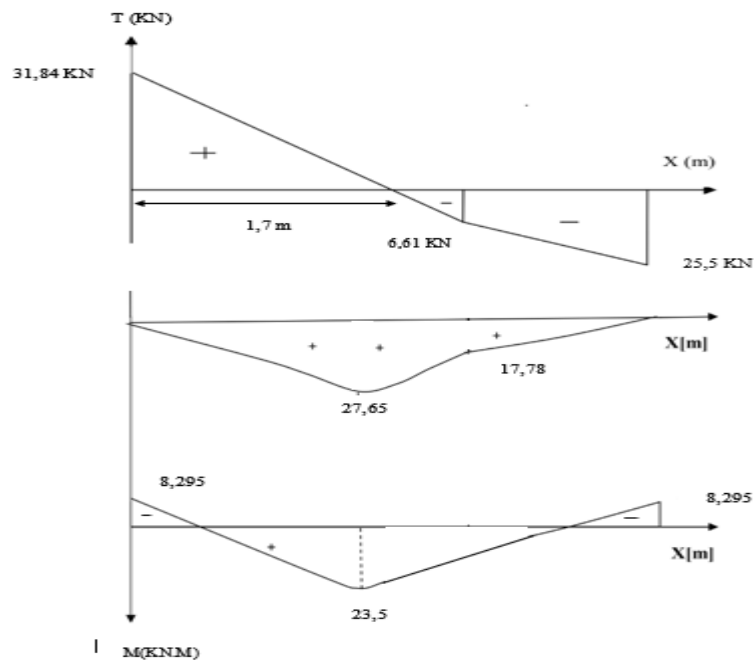


Figure III.20 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

III.4.3.3. Ferrailage :

Le calcul des sections d'aciers se fera en flexion simple en utilisant les efforts calculés précédemment.

1. Armatures principales :

Aux appuis :

$$d = 18\text{cm} ; \quad b = 100\text{cm} ; \quad c = 2\text{cm} ; \quad h = 20\text{cm}.$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \times 30}{1 \times 1,5} = 17\text{Mpa}.$$

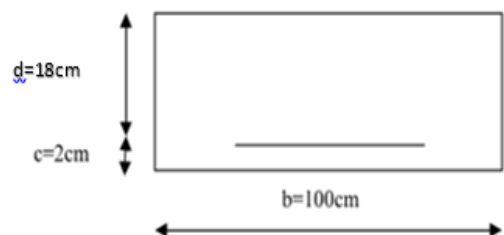
$$\mu_a = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,295 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 17} = 0,015.$$

$$\mu_a = 0,015 < \mu_1 = 0,371 \rightarrow \beta = 0,993.$$

⇒ la section est simplement armée.

$$A_a = \frac{M_{uapp}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,295 \times 10^3}{0,993 \times 18 \times 435} = 1,07\text{cm}^2.$$

On opte pour **4T8=2,01cm²** avec : **st=25cm.**



En travée :

$$\mu = \frac{M_{utra}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{23,5 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 17} = 0,043.$$

$$\mu_a = 0,043 < \mu_1 = 0,371 \rightarrow \beta = 0,978.$$

$\Rightarrow$ la section est simplement armée.

$$A_{tr} = \frac{Mu_{tra}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{23,5 \times 10^3}{0,978 \times 18 \times 435} = 3,1 \text{ cm}^2.$$

Donc :

On opte pour **4T12= 4,52cm²** avec : **st=25cm.**

2. Armatures de répartition :

Aux appuis :

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2.$$

Donc :

On opte pour **4T8= 2,01cm²** avec : **st=25cm.**

En travée :

$$A_r = \frac{A_{tr}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

On opte pour **4T8= 2,01cm²** avec : **st=25cm.**

• Vérifications à l'ELU :

1. Condition de non fragilité :

$$A \geq A_{min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,4}{500} = 1,98 \text{ cm}^2.$$

Aux appuis :

$$A_{ap} = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,98 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

En travées :

$$A_{tr} = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,98 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

2. Espacement des armatures : (BAEL 91 Art A.8.2.4.2)

L'espacement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min(3h; 33cm) = 33cm.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{aux appui: } st = 25 \leq 33cm. \\ \text{et} \\ \text{en travée: } st = 25cm \leq 33cm. \end{array} \right\} \text{ condition vérifier.}$$

- **Armatures secondaires :**

$$S_t \leq \min(4h; 45cm) = 45cm.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{aux appui: } st = 25 \leq 45cm. \\ \text{et} \\ \text{en travée: } st = 25cm \leq 45cm. \end{array} \right\} \text{ condition vérifier.}$$

3. Vérification à l'effort tranchant : (BAEL 91/ Art A.5.22)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2}{\gamma_b} \cdot f_{c28} ; 5MPa\right\}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = \frac{31,84 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,18MPa. \\ \text{et} \\ \bar{\tau}_u = \min\{4 ; 5MPa\} = 4MPa. \end{array} \right\} \leq \bar{\tau}_u \text{ condition vérifier.}$$

4. Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,4 = 3,6MPa.$

$$\tau_{se} = \frac{\tau_y^{max}}{0,9d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i: \text{somme des périmètre utiles des armatures.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \phi = 4 \pi \cdot 0,8 = 10,05cm.$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{31,84 \times 10}{0,9 \times 18 \times 100,5} = 0,2 < \bar{\tau}_{se} = 3,6MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

5. Influence de l'effort tranchant aux appuis :

- **Influence sur le béton :**

$$T_u \leq 0,4b \times 0,9d \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 31,89 < 0,4 \times 100 \times 0,9 \times 18 \times \frac{30}{1,5} \times 10^{-1} = 1296 \text{ kn} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

- **Influence sur les aciers :**

$$A_s \geq \left(T_u + \frac{M_{app}}{0,9d} \right) \cdot \frac{1,15}{f_e} \Rightarrow 2,01 \text{ cm}^2 \geq \left(31,84 + \frac{8,295}{0,9 \times 1,8} \right) \times \frac{1,15}{500} = 0,1 \text{ cm}^2$$

... .. Condition vérifier

6. Ancrage des barres aux appuis :

$$I_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,4 = 3,24 \text{ MPa.}$$

$$I_s = \frac{1,2 \times 500}{4 \times 3,24} = 46,3 \text{ cm.}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, on adoptera un crochet normal dont la largeur est fixée à $0,4l_s = 18,52$ soit 19cm.

- **Calcul à l'ELS :**

Après avoir fait tous les calculs comme à l'ELU, on obtient les résultats suivants :

$$R_a = 23,06 \text{ Kn.} \quad \text{et } R_b = 18,37 \text{ Kn.}$$

$$M_{max}(x) = 23,06x - 13,285 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_{max}(1,7) = 20,01 \text{ Kn.m.}$$

$$M_{ap} = -0,3M_{max} = -6,003 \text{ Kn.m}$$

$$M_{tra} = 0,85M_{max} = 17,01 \text{ Kn.m}$$

a. Etat limite de compression de béton : (ArtA.4.5.2/BAEL 91).

La fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa.}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 18} = 0,112 \Rightarrow \alpha = 0,163 \text{ et } \beta = 0,936 \text{ et } K = 0,016.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot A_a} = \frac{6,003 \times 10^3}{0,936 \times 18 \times 2,01} = 177,3 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 435 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifier.}$$

$$\sigma_b = K\sigma_s = 0,016 \times 177,3 = 2,9 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 18} = 0,25 \Rightarrow \alpha = 0,282 \text{ et } \beta = 0,906 \text{ et } K = 0,026.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_t} = \frac{17,01 \times 10^3}{0,906 \times 18 \times 4,52} = 230,76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 435 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifier.}$$

$$\sigma_b = K\sigma_s = 0,026 \times 230,76 = 6 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

b. Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91/Art A.4.5.3)

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est couvert contre les intempéries et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

c. Etat limite de déformation : (BAEL 91/Art B.6.5.2)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad h : \text{hauteur de la poutre}$$

L: longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad f_e: \text{limite d'élasticité de l'acier.}$$

A : section d'armature en travée.

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \quad M_t: \text{Moment max en travée.}$$

M_0 : Moment max isostatique.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{375} = 0,053 < \frac{1}{16} = 0,06 \Rightarrow \dots \dots \dots \text{condition non vérifier.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc on doit procéder au calcul de la flèche.

• Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5 \times qL^2}{384 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq f^- = \frac{L}{500} = \frac{375}{500} = 0,75 \text{ cm.}$$

Avec :

E_v : Module de déformation longitudinal déformée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 11497 \text{ MPa.}$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les déformations de longue durée.

$\bar{f}$: Flèche admissible pour L étant plus ou égal à 5m.

$$q = \max(q_{\text{paillasse}}; q_{\text{palier}}) = 13,285 \text{ kN/m}^2$$

$$I_{fv} = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2$$

Avec :

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d}{b \cdot h + 15A_t}$$

$$V_1 = 10,26 \text{ cm.} \rightarrow V_2 = h - V_1 = 9,74 \text{ cm.}$$

$$I_{fv} = 70863,6 \text{ cm}^4. \rightarrow f = 0,58 \text{ cm}$$

$$f = 0,3 \text{ cm} < \bar{f} = 0,75 \text{ cm} \Rightarrow \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.4.4. Pré dimensionnement :

III.4.4.1. Pré-dimensionnement de l'escalier (type 2) :

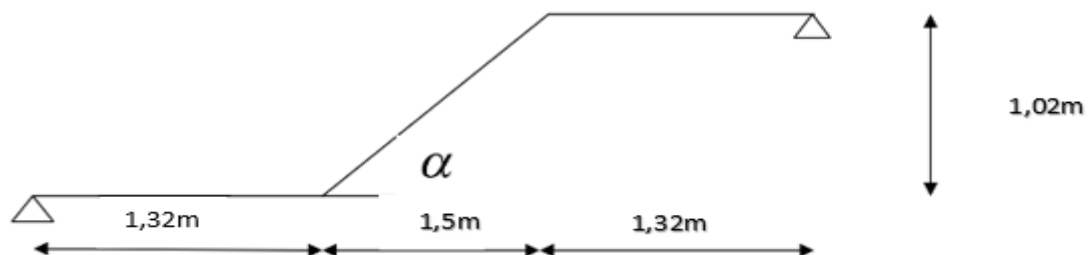


Figure III.21 : schéma statique de l'escalier type2.

Le pré dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de " BLONDEL "

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

-g : Le giron (largeur d'une marche [cm] et

-h : La hauteur de la marche [cm].

On a :

$$\begin{cases} \text{la hauteur } h: 14 \leq h \leq 20\text{cm.} \\ \text{et} \\ \text{la largeur } g: 24 \leq g \leq 32\text{cm.} \end{cases}$$

On prend :

$$\begin{cases} h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} 14 \leq 17\text{cm} \leq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier} \\ 24 \leq 30\text{cm} \leq 32\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier} \end{cases}$$

-Selon la formule de 'BLONDEL', il faut que :

$$59 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \quad \text{donc} \quad \Rightarrow \quad 59 < 64 \leq 66\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier.}$$

$$Nc = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6$$

On aura 6 contres marches pour le volé 2 et 3.

Nombre de marche :

$$n = N - 1 = 6 - 1 = 5 \text{ marches. (Pour les volées 2 et 3).}$$

Inclination de la paillasse :

$$\text{Pour chaque volée : } \tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{102}{150} = 0,68 \rightarrow \alpha = 34,22^\circ.$$

$$\text{La longueur de la paillasse : } L' = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{150^2 + 102^2} = 181,4\text{cm.}$$

Epaisseur de la paillasse porteuse :

On a :

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

Avec :

$$l = L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}}$$

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 132 + 132 = \sqrt{150^2 + 102^2} + 264 = 445,4\text{cm.}$$

Avec :

$$\frac{470,89}{30} \leq e \leq \frac{470,89}{20} \Rightarrow 14,85 \leq e \leq 22,27 \text{ cm.}$$

Conclusion : on opte pour une épaisseur $e=20\text{cm}$.

III.4.4.2. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'emmarchement et 1 ml de projection horizontale, et on va considérer que la paillasse est semi encastrée au niveau des paliers.

- **Les charges permanentes :**

Palier

-Dalle de sol (e=2cm)	(0,02) (20)	=	0,4kn/m ² .
-Mortier de pose (e=2cm)	(0,02) (20)	=	0,4Kn/m ² .
-Lit de sable (e=3cm)	(0,03) (18)	=	0,54Kn/m ² .
-Enduit au ciment (e=2cm).....	(0,02) (18)	=	0,36 Kn/m ² .
-Dalle pleine (e=16cm).....	(0,16) (25)	=	4,00Kn/m ² .
		$\Sigma \text{ G} =$	5,7KN/m².

La paillasse :

-Dalle de sol (e=2cm)	(0,02) (20)	=	0,4kn/m ² .
-Mortier de pose (e=2cm)	(0,02) (20)	=	0,4Kn/m ² .
-Lit de sable (e=3cm)	(0,03) (18)	=	0,54Kn/m ² .
-Poids propre de la paillas ($\frac{25 \times 0,2}{\cos 34,22}$).....		=	6,05Kn/m ² .
-Poids propre de la marche $\frac{25 \times 0,17}{2}$		=	2,125Kn/m ² .
-Enduit au ciment (e=2cm).....	(0,02) (18) ...	=	0,36 Kn/m ² .
-Garde de corps.....		=	1kn/m ² .
		$\Sigma \text{ G} =$	10,875 KN/m².

- **Charge d'exploitation :**

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

III.4.4.3. Combinaisons de charges :

ELU :

Paillasse : $q_u=1,35G+1,5Q=1,35 \times (10,875) + 1,5 \times (2,5) = 18,43\text{Kn/m}$

Palier : $q_u=1,35G+1,5Q=1,35 \times (5,7) + 1,5 \times (2,5) = 11,445\text{Kn/m}$

ELS :

Paillasse : $q_s=G+ Q = (10,875) + (2,5) = 13,375\text{Kn/m}$

Palier : $q_s=G+ Q = (5,7) + (2,5) = 8,2 \text{ Kn/m}$

- **Calcul à l'ELU :**

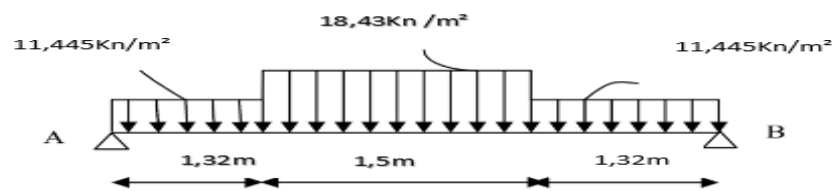
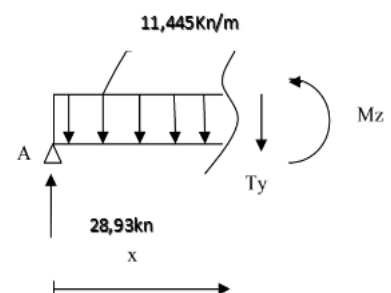


Figure III.22 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU

- **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum \frac{F}{yy'} = 0 \rightarrow R_A + R_B = 57,86\text{Kn}.$$

$$\sum \frac{M}{B} = 0 \rightarrow R_A = R_B = 28,93\text{Kn}.$$



- **Calcul des efforts internes :**

Tronçon 1 : $0m < x < 1,32m$.

X(m)	Ty (Kn)	Mz(Kn.m)
0	28,93	0
1,32	13,82	28,22

$$\sum \frac{F}{yy'} = 0 \rightarrow T_y = -11,445x + 28,93$$

$$\sum \frac{M}{G} = 0 \rightarrow M_z = 28,93x - 11,445 \frac{x^2}{2}$$

Tronçon 2 : $1,32m < x < 2,82m$.

X(m)	Ty (Kn)	Mz(Kn.m)
1,32	-10,5	-27,22
2,82	-38,15	24,23

$$\sum \frac{F}{yy'} = 0 \rightarrow T_y = -18,43x + 13,82$$

$$\sum \frac{M}{G} = 0 \rightarrow M_z = 9,215x^2 - 3,85x - 38,19$$

Tronçon 3 : $0m < x < 1,32m$.

X(m)	Ty (Kn)	Mz(Kn.m)
0	-28,93	0
1,32	-13,82	28,22

$$\sum \frac{F}{yy'} = 0 \rightarrow T_y = -28,93 + 11,445x$$

$$\sum \frac{M}{G} = 0 \rightarrow M_z = -\frac{11,445x^2}{2} + 28,93x$$

• **Calcul de Mmax :**

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = -T_y \quad \text{donc} \quad T_y = 0 \rightarrow M_z = M_{max}$$

$$T_y = 0 \rightarrow T_y = -11,445x + 28,93 = 0 \rightarrow x = 2,5m.$$

$$M_z(2,5) = 28,93(2,5) - 11,445 \times \frac{2,5^2}{2} = 36,5Kn.m.$$

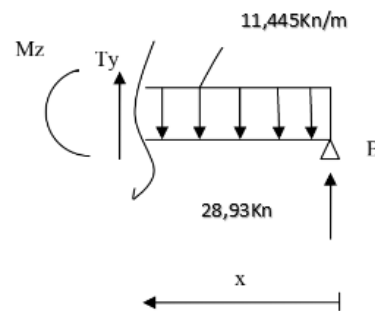
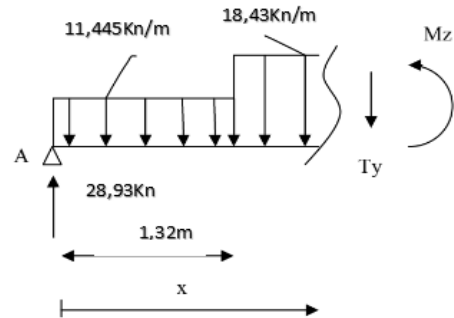
$$T_y(2,5) = 0.$$

• **Remarque :**

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment 'Mumax' au niveau des appuis et en travée.

$$Mu_{app} = -0,3Mu_{max} = -10,95Kn.m$$

$$Mu_{tra} = 0,85Mu_{max} = 31,03 Kn.m$$



- **Ferrailage :**

Le calcul des sections d'aciers se fera en flexion simple en utilisant les efforts calculés précédemment.

- **Armatures principales :**

Aux appuis :

$$d = 18\text{cm} ; \quad b = 100\text{cm} ; \quad c = 2\text{cm}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \times 30}{1 \times 1,5} = 17\text{Mpa}.$$

$$\mu_a = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10,95 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 17} = 0,02.$$

$$\mu_a = 0,02 < \mu_1 = 0,371 \rightarrow \beta = 0,99.$$

⇒ la section est simplement armée.

$$A_a = \frac{Mu_{app}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10,95 \times 10^3}{0,99 \times 18 \times 435} = 1,41\text{cm}^2.$$

On opte pour **4HA8=2,01cm²** avec : **st=25cm.**

En travée :

$$\mu = \frac{M_{utra}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{31,03 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 17} = 0,06.$$

$$\mu_a = 0,06 < \mu_1 = 0,371 \rightarrow \beta = 0,969.$$

⇒ la section est simplement armée.

$$A_{tr} = \frac{Mu_{tra}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{31,03 \times 10^3}{0,969 \times 18 \times 435} = 4,1\text{cm}^2.$$

Donc :

On opte pour **4HA12= 4,52cm²** avec : **st=25cm.**

- **Armatures de répartition :**

Aux appuis :

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502cm^2.$$

Donc :

On opte pour **4HA8= 2,01cm²** avec : **st=25cm.**

En travée :

$$A_r = \frac{A_{tr}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13cm^2.$$

Donc :

On opte pour **4HA8= 2,01cm²** avec : **st=25cm.**

- **Vérifications à l'ELU :**

1. Condition de non fragilité :

$$A \geq A_{min} = \frac{0,23bdf_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,4}{500} = 1,435cm^2.$$

Aux appuis :

$$A_{ap} = 2,01cm^2 > 1,435cm^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

En travées :

$$A_{tr} = 4,52cm^2 > 1,435cm^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

2. Espacement des armatures : (BAEL 91 Art A.8.2.4.2)

L'espacement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min(3h; 33cm) = 33cm.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{aux appui: } st = 25 \leq 33cm. \\ \text{et} \\ \text{en travée: } st = 25cm \leq 33cm. \end{array} \right\} \text{condition vérifier.}$$

- **Armatures secondaires :**

$$S_t \leq \min(4h; 45cm) = 45cm.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{aux appui: } st = 25 \leq 45\text{cm.} \\ \text{et} \\ \text{en travée: } st = 25\text{cm} \leq 45\text{cm.} \end{array} \right\} \text{ condition vérifier.}$$

3. Vérification à l'effort tranchant : (BAEL 91/ Art A.5.22)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} \cdot f_{c28} ; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = \frac{28,93 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,2\text{MPa.} \\ \text{et} \\ \bar{\tau}_u = \min\{4 ; 5\text{MPa}\} = 4\text{MPa.} \end{array} \right\} \tau_u = 0,2 \leq \bar{\tau}_u = 4\text{MPa. condition vérifier.}$$

- **Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres :**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,4 = 3,6\text{MPa.}$

$$\tau_{se} = \frac{\tau_y^{\max}}{0,9d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i: \text{somme des périmètre utiles des armatures.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \phi = 4\pi \cdot 0,8 = 10,05\text{cm.}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{28,93 \times 10}{0,9 \times 18 \times 100,5} = 0,178 < \bar{\tau}_{se} = 3,6\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

4. Influence de l'effort tranchant aux appuis :

1. Influence sur le béton :

$$T_u \leq 0,4b \times 0,9d \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 28,93 < 0,4 \times 100 \times 0,9 \times 18 \times \frac{30}{1,5} \times 10^{-1} = 1292\text{kn} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

2. Influence sur les aciers :

$$\begin{aligned} A_s &\geq \left(T_u + \frac{M_{app}}{0,9d} \right) \cdot \frac{1,15}{f_e} \Rightarrow 2,01\text{cm}^2 \geq \left(28,93 + \frac{10,95}{0,9 \times 1,8} \right) \times \frac{1,15}{500} \\ &= 0,082\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier} \end{aligned}$$

5. Ancrage des barres aux appuis :

$$I_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = 0,6\psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,4 = 3,24\text{MPa.}$$

$$I_s = \frac{1,2 \times 500}{4 \times 3,24} = 46,3 \text{ cm}.$$

Vu que la longueur de scellement est importante, on adoptera un crochet normal dont la Largeur est fixée à $0,4l_s = 18,52$ soit 19cm.

- **Calcul à l'ELS :**

Après avoir fait tous les calculs comme à l'ELU, on obtient les résultats suivants :

$$R_a = R_b = 20,854 \text{ Kn}.$$

$$M_{max}(2,5) = 26,51 \text{ Kn.m}.$$

$$M_{ap} = -0,3 M_{max} = -7,95 \text{ Kn.m}$$

$$M_{tra} = 0,85 M_{max} = 22,53 \text{ Kn.m}$$

- **Etat limite de compression de béton : (ArtA.4.5.2/BAEL 91).**

La fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}.$$

- Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \Rightarrow \alpha = 0,163 \text{ et } \beta = 0,936 \text{ et } K = 0,016.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot A_a} = \frac{7,95 \times 10^3}{0,936 \times 18 \times 2,01} = 234,76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 435 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifier.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,016 \times 234,76 = 3,7 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 18} = 0,251 \Rightarrow \alpha = 0,282 \text{ et } \beta = 0,906 \text{ et } K = 0,026.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_t} = \frac{22,53 \times 10^3}{0,906 \times 18 \times 4,52} = 305,6 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 435 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifier.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,026 \times 306,5 = 7,94 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91/Art A.4.5.3)**

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est couvert contre les intempéries et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

- **Etat limite de déformation : (BAEL 91/Art B.6.5.2)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad h : \text{hauteur de la poutre}$$

L: longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad f_e: \text{limite d'élasticité de l'acier.}$$

A : section d'armature en travée.

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \quad M_t: \text{Moment max en travée.}$$

M_0 : Moment max isostatique.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{414} = 0,048 < \frac{1}{16} = 0,06 \Rightarrow \dots \dots \dots \text{condition non vérifier.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc on doit procéder au calcul de la flèche.

- **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5 \times qL^2}{384 \cdot E_v \cdot If_v} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{414}{500} = 0,83 \text{ cm.}$$

Avec :

E_v : Module de déformation longitudinal déformée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 11497 \text{ MPa.}$$

If_v : Inertie fictive de la section pour les déformations de longue durée.

$$q = \max(q \text{ paillasse ; } q \text{ palier}) = 13,375 \text{ kn/m}^2.$$

$\bar{f}$: Flèche admissible pour L étant plus ou égal à 5m.

$$If_v = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2$$

Avec : b=100cm et h=20cm.

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d}{b \cdot h + 15A_t}$$

$$V_1 = 10,26 \text{ cm.} \rightarrow V_2 = h - V_1 = 9,74 \text{ cm.}$$

$$I_{fv} = 70863,6 \text{ cm}^4.$$

$$f = 0,4 \text{ cm} < \bar{f} = 0,83 \Rightarrow \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

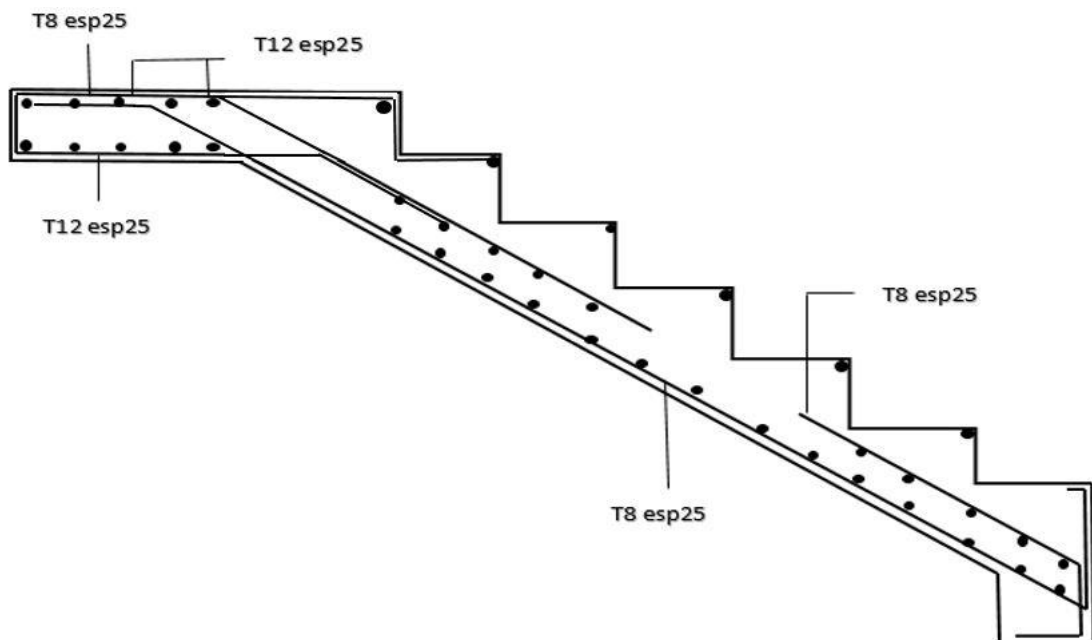


Figure III.23 : ferrailage de l'escalier volée 1.

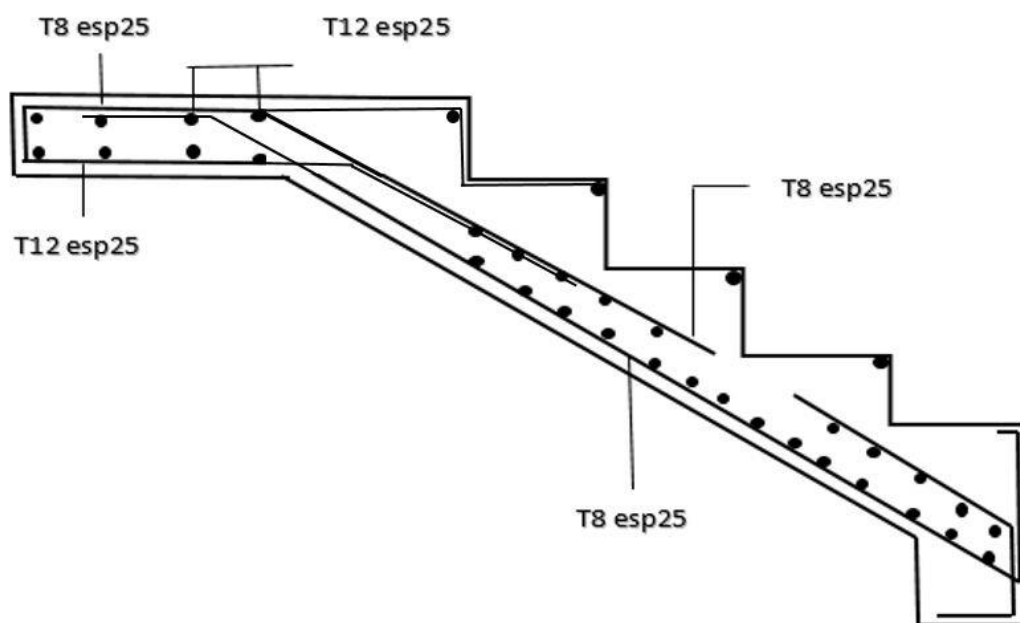


Figure III.24 : ferrailage de l'escalier volé 2 et 3.

Chapitre IV : étude dynamique

IV.1. Introduction :

Le risque sismique concerne l'aléa sismique et la vulnérabilité des structures. Par conséquent, la construction doit adopter une approche de conception sismique de classe mondiale pour éviter des dommages humains et matériels importants.

L'objectif de ce chapitre est de définir un modèle structurel qui vérifie les conditions et les critères de sécurité spécifiés dans la réglementation sismique algérienne **RPA99/version2003**.

Notre structure a été modélisée à l'aide du logiciel de calcul automatique de structures **ETABS**.

IV.2. Etude sismique :

En raison du grand nombre de caractéristiques et d'éléments présents au sein d'une structure, l'exploration dynamique de l'apparence d'une structure est souvent très complexe.

Pour cette raison, nous utilisons souvent la modélisation, qui permet de simplifier suffisamment le problème pour l'analyser.

IV.2.1. Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et poteau de la structure est modélisée par un élément linéaire de type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud ayant six degrés de liberté (trois translation et trois rotation).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type (shell) à quatre nœuds.
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.2.2. Modélisation de la masse :

- Supposons que les charges des plancher soient réparties uniformément sur toute la surface du plancher.
- La masse est calculée par la formule $(G+\beta Q)$ imposée par RPA version 2003 utilisant $(\beta=0,2)$ pour les bâtiments à usage d'habitation (masse source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise gale à celle du béton à savoir 25KN/m^3 .
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

IV.2.3. Choix de la méthode de calcul :

L'analyse d'une structure peut se faire à l'aide de deux principales méthodes, Qui dépend du type de la structure et de ses dimensions :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique qui regroupe :
 - ✓ La méthode d'analyse spectrale.
 - ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélogrammes.

IV.3. La méthode statique équivalente :

IV.3.1. Principe :

Les forces dynamiques réelles se produisant au sein de la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives ayant un effet comparable à l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se produire dans n'importe quelle direction sur le plan horizontal.

Les forces sismique horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

L'utilisation de méthodes statiques équivalentes n'est possible que si les travaux répondent aux conditions applicables fixées par L'RPA99/2003.

Concernant l'ouvrage faisant l'objet de cette étude, les conditions d'application de cette méthode n'étant pas remplies vue l'irrégularité de la structure et de la hauteur dépassant 17m (article 4.1.2 des RPA9/2003), donc nous utiliseront la méthode d'analyse modale spectrale.

Cette dernière peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas vérifiée.

IV.3.2. La méthode modale spectrale :

Principe : Pour chaque type de vibration, cette méthode recherche l'effet maximum produit dans la structure par les forces sismiques, représenté par un spectre de réponse calculé.

Ces effets sont combinés dans une combinaison optimale pour obtenir la réponse de l'ensemble de la structure.

IV.3.3. Analyse spectrale :

IV.3.3.1. Utilisation des spectres de réponse :

La méthode la plus courante consiste actuellement à utiliser des spectres de réponse pour définir les charges sismiques, Chaque structure peut être comparée à plusieurs oscillateurs.

La réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ξ) et de la pulsation naturelle (ω). On souhaite donc, pour un accélérogramme donné, évaluer la réponse maximale en fonction de la période (T).

Vous obtiendrez un certain nombre de points dans le graphique appelé spectre de réponse. Ceci est utile pour lire directement le déplacement maximum de la structure. L'action sismique est représentée par un spectre de calcul

IV.3.3.2. Représentation graphique du spectre de repense :

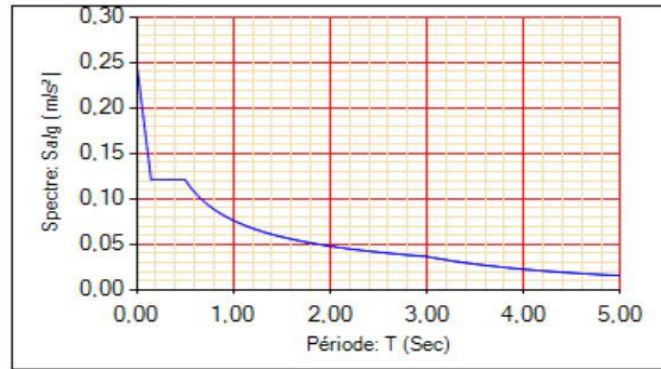


Figure IV.1 : spectre de réponse

IV.3.4. Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des premières vérifications recommandées dans RPA99version 2003 concerne les résultats de force sismique.

En effet, la résultante des forces sismiques au fond, ' V_t ' déterminée par la combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée selon la méthode statique ' V ' pour la valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique correspondante.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...), Dans le rapport :

$$r = \frac{0,8V}{V_t}$$

IV.4. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon cette formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A : coefficient d'accélération de la zone.

$$\left. \begin{array}{l} \text{grouped'usage: 2} \\ \text{et} \\ \text{zonesismique: II - b) } \end{array} \right\} \rightarrow A = 0,2$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Ce facteur est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ' η ' et de la période fondamentale de la structure ' T '.

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

T_1, T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau **4.7 des RPA99/2003**.

$$\text{catégorie } S_3 \rightarrow \text{système} \begin{cases} T_1 = 0,15 \\ T_2 = 0,5 \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

Avec : $\xi = 7 \% \rightarrow \eta = 0,882$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) d'une structure peut être estimée à l'aide de formules empiriques ou calculée à l'aide de méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon les RPA99 Version 2003 sont :

$$T = \min \left(C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} ; T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

Avec : **$C_T = 0,050$** .

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

Alors : **$h_N = 34,68\text{m}$**

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$\begin{cases} D_x = 21,81m \\ D_y = 16m \end{cases}$$

Et

$$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0,715s.$$

- Suivant la direction (X-X) : $T_x = 0,668s$.
- Suivant la direction (Y-Y) : $T_y = 0,780s$.

$$\text{Sens (X-X)} : T_x = \min(0,715 ; 0,668) = 0,668s.$$

$$\text{Sens (Y-Y)} : T_y = \min(0,715 ; 0,780) = 0,715s.$$

Le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base est limité comme suit :

Calcul de D :

Alors :

$$D_x = 1,818$$

$$D_y = 1,737$$

- **Le coefficient de comportement R :**

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et méthodes de calcul en attribuant à chaque catégorie de cette classification un facteur de comportement R, paramètre traduisant la ductilité de la structure. Cela dépend du système de contreventement. Ses valeurs spécifiques sont indiquées dans le tableau (4.3) RPA99 version 2003.

On prend :

$$R=5.$$

- **Facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité qu'est satisfait ou non '.

Sa valeur est donnée par le tableau **4.4 RPA99version2003**.

Tableau IV.1 : valeur de pénalité.

Critère q	Observée /non	Pq //x-x	Observée/ non	Pq //y-y
Condition minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0,05
Redondance en plan	Non	0,05	Oui	0
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Control de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc :

$$Q_{/x-x} = 1,1.$$

$$Q_{/y-y} = 1,1.$$

IV.4.1. Vérification des déplacements latéraux inter étages :

L'une des vérifications préconisées dans le RPA99 version 2003 concerne les mouvements latéraux entre étages. En effet, selon l'article 5. 10 pages 40 de **LRPA99/2003**, il est indispensable de vérifier l'inégalité suivante :

$$\Delta_K^x \leq \Delta \text{ et } \Delta_K^y \leq \Delta^-$$

Avec : $\Delta^- = 0,01h_e$.

Et :

h_e : représente la hauteur de l'étage.

$$\text{Avec : } \delta_k^x = R_{rx} \cdot \delta_{ek}^x \text{ et } \delta_k^y = R_{ry} \cdot \delta_{ek}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \text{ et } \Delta_K^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y Δ_K^y).

IV.4.2. Résultats de l'analyse sismique :

1. Modèle initial :

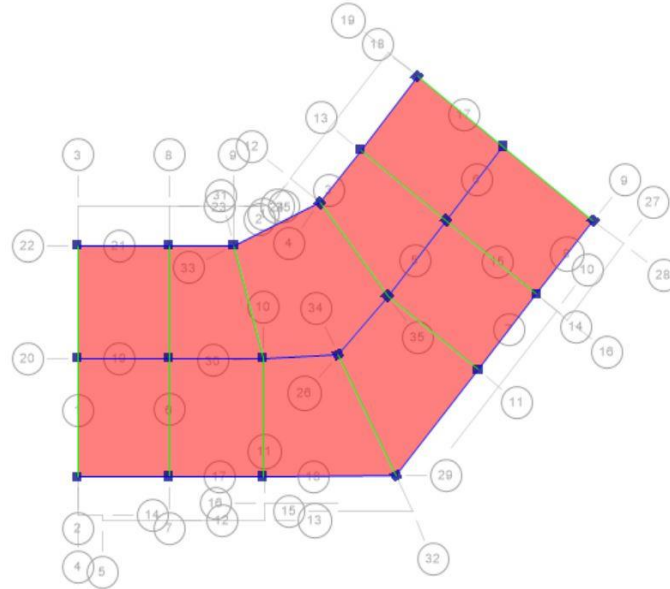


Figure IV.2 : vue en plan du modèle initial du RDC.

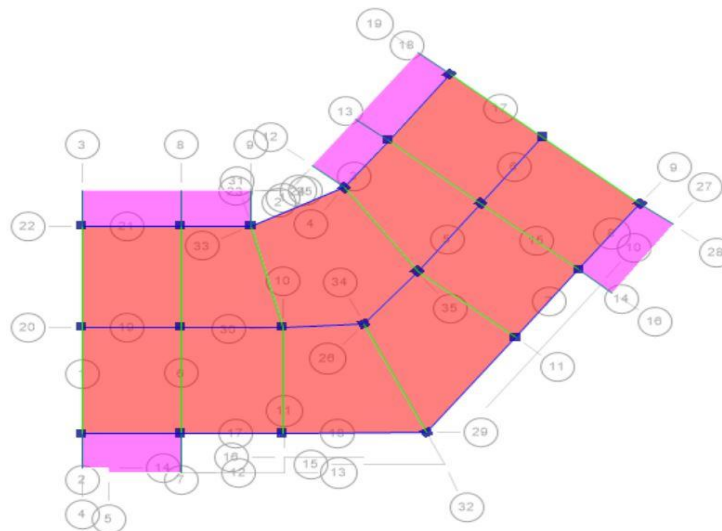


Figure IV. 3 : vue en plan du modèle initial des étages courant.

a. Caractéristique dynamique propre du modèle initial :

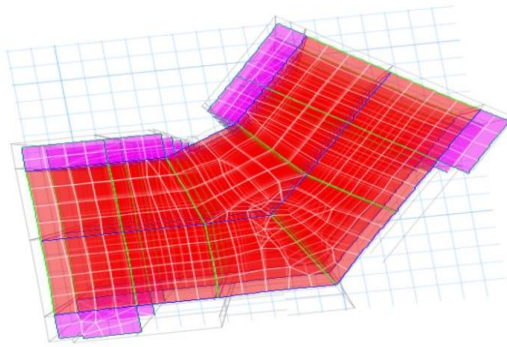
L'analyse dynamique de notre structure a conduit à :

Une période fondamentale : $T=1,767s$.

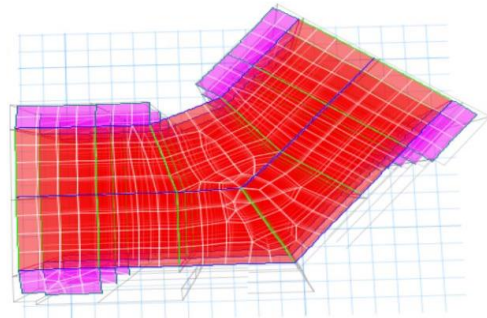
Tableau IV.2 : participation massique du modèle initial.

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
►	Modal	1	1,767	0,0663	0,7232	0	0,0663	0,7232	0	0,197
	Modal	2	1,664	0,7168	0,0684	0	0,7831	0,7917	0	0,0176
	Modal	3	1,605	0,0111	0	0	0,7942	0,7917	0	5,461E-07
	Modal	4	0,623	0,0088	0,104	0	0,8031	0,8957	0	0,4522
	Modal	5	0,594	0,1003	0,0081	0	0,9034	0,9038	0	0,0383
	Modal	6	0,572	0,0016	0	0	0,905	0,9038	0	2,695E-06
	Modal	7	0,356	0,0024	0,0365	0	0,9074	0,9403	0	0,0885
	Modal	8	0,343	0,0352	0,0024	0	0,9426	0,9427	0	0,0059
	Modal	9	0,331	0,0013	3,368E-06	0	0,9439	0,9427	0	4,459E-06
	Modal	10	0,254	0,001	0,0148	0	0,945	0,9575	0	0,0622
	Modal	11	0,246	0,014	0,001	0	0,959	0,9585	0	0,0044
	Modal	12	0,236	0,0004	3,295E-06	0	0,9595	0,9585	0	1,615E-05

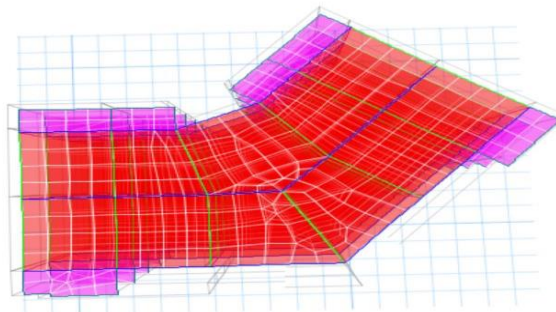
- Le 1^{er} mode est un mode de translation.
- Le 2eme mode est un mode de translation.
- Le 3eme mode est un mode de translation.

**Figure IV.4 :** 1^{er} mode translation

Parallèle à y-y .

**Figure IV.5 :** 2eme mode translation parallèle à

x-x .

**Figure IV.6 :** 3ème mode translation parallèlement à x-x.

Les RPA99/2003 rendent nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement.

2. 1^{er} modèle :

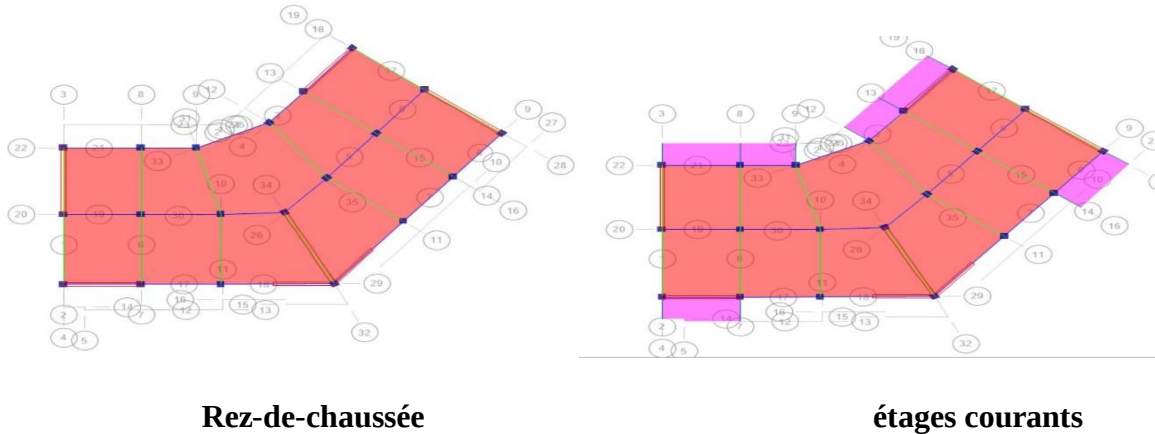


Figure IV. 7 : vue en plan avec voiles

a. Caractéristique dynamique propre du 1^{er} modelé :

L'analyse dynamique de notre structure a conduit à :

Une période fondamentale : $T=0,888s$.

Tableau IV.3 : participation massique du premier modèle.

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY
►	Modal	1	0,888	0,4954	0,1849	0	0,4954	0,1849	0	0,0914	0,2415	0,0047	0,0914	0,2415
	Modal	2	0,774	0,1763	0,49	0	0,6717	0,6749	0	0,2481	0,0881	0,0112	0,3395	0,3296
	Modal	3	0,668	0,0127	0,0029	0	0,6844	0,6778	0	0,0018	0,0057	0,6656	0,3413	0,3353
	Modal	4	0,209	0,1383	0,0423	0	0,8226	0,7201	0	0,0729	0,2464	0,0008	0,4141	0,5817
	Modal	5	0,173	0,0417	0,1473	0	0,8644	0,8674	0	0,2428	0,0696	0,0047	0,6569	0,6513
	Modal	6	0,151	0,0031	0,0023	0	0,8675	0,8698	0	0,0034	0,0059	0,1807	0,6603	0,6572
	Modal	7	0,089	0,0495	0,0143	0	0,917	0,8841	0	0,0315	0,1089	0,0002	0,6918	0,7661
	Modal	8	0,074	0,0132	0,0486	0	0,9302	0,9327	0	0,1099	0,0298	0,0015	0,8018	0,7959
	Modal	9	0,064	0,0013	0,0007	0	0,9316	0,9333	0	0,0014	0,0031	0,0623	0,8031	0,799
	Modal	10	0,052	0,0235	0,0068	0	0,955	0,9401	0	0,0186	0,0646	0,0002	0,8218	0,8636
	Modal	11	0,044	0,0061	0,0225	0	0,9611	0,9627	0	0,0627	0,0169	0,0007	0,8845	0,8805
	Modal	12	0,037	0,0015	0,0001	0	0,9626	0,9628	0	0,0003	0,0043	0,0284	0,8847	0,8848

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèle à y-y.
- Le 2^{eme} mode est un mode de translation parallèle à x-x.
- Le 3^{eme} mode est un mode de rotation.
- On doit retenir les 8 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99 version 2003).

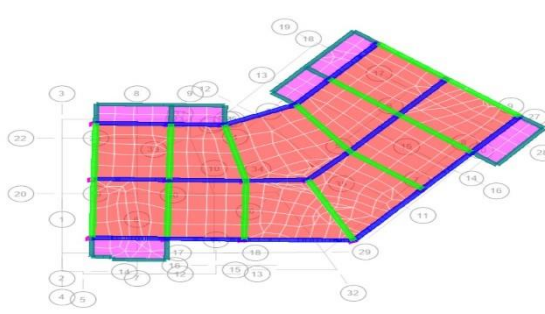


Figure IV.8 : Mode 1 translation parallèlement à y-y

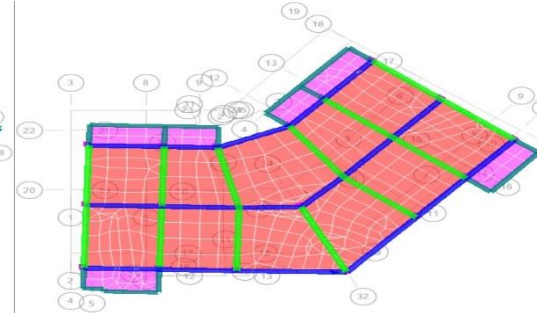


figure IV.9 : mode 2 translation parallèlement à x-x

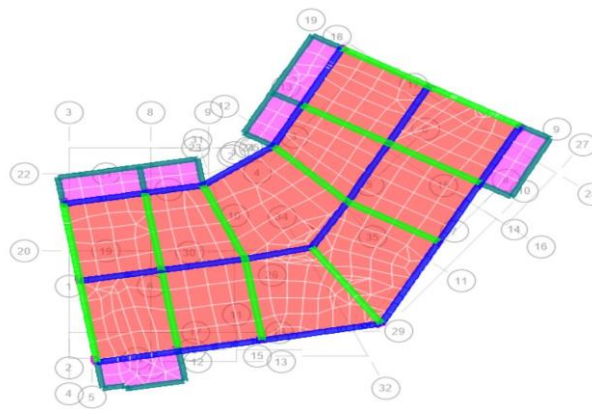


Figure IV.10 : Mode 3 rotation.

b. Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats d'ETABS on a :

$$W = 29411,43Kn. \quad \begin{cases} V_x = 2352,67Kn \\ V_y = 2247,856Kn \end{cases}$$

Et :

$$F_1 = V_t^x = 1912,7Kn$$

$$F_2 = V_t^y = 1814,8Kn.$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 1912,7Kn \geq 0,8V_x = 1882,14Kn. \\ V_t^y = 1814,8Kn \geq 0,8V_y = 1798,28Kn. \end{cases}$$

$$\text{Le rapport } \left\{ \frac{V_t^x}{0,8V_x} = 1,02 \right.$$

Le rapport $\left\{ \frac{v_t^y}{0,8v_y} = 1,01 \right\}$ donc : $r^x l e r^y \geq 1 \dots \dots \dots$ Condition Vérifier.

c. Vérification des déplacements inter étages :

Tableau IV.4 : vérification des déplacements inter étages du 1^{er} modèle :

- Déplacement suivant x-x :

Niveaux	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\delta_{k-1}(m)$	$\Delta_k(m)$	$h_k(m)$	Δ	Observation
Terrasse	0,027362	0,137	0,000	0,0148	3,06	0,0306	Vérifier
10 ^{ème}	0,024407	0,122	0,137	0,0151	3,06	0,0306	Vérifier
9 ^{ème}	0,021378	0,107	0,122	0,0154	3,06	0,0306	Vérifier
8 ^{ème}	0,018293	0,091	0,107	0,0155	3,06	0,0306	Vérifier
7 ^{ème}	0,015193	0,076	0,091	0,0152	3,06	0,0306	Vérifier
6 ^{ème}	0,012157	0,061	0,076	0,0146	3,06	0,0306	Vérifier
5 ^{ème}	0,009238	0,046	0,061	0,0135	3,06	0,0306	Vérifier
4 ^{ème}	0,006529	0,033	0,046	0,0119	3,06	0,0306	Vérifier
3 ^{ème}	0,004142	0,021	0,033	0,0099	3,06	0,0306	Vérifier
2 ^{ème}	0,002169	0,011	0,021	0,0108	3,06	0,0306	Vérifier
1 ^{er}	0,0006443	0,000	0,011	0,000	3,4	0,034	Vérifier
RDC	0,0000	0,000	0,000	0,000	3,23	0,323	Vérifier

- Déplacement suivant y-y :

Niveaux	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\delta_{k-1}(m)$	$\Delta_k(m)$	$h_k(m)$	Δ	Observation
Terrasse	0,021647	0,0758	0,000	0,0084	3,06	0,0306	Vérifier
10 ^{ème}	0,019246	0,0674	0,076	0,0086	3,06	0,0306	Vérifier
9 ^{ème}	0,016799	0,0588	0,067	0,0087	3,06	0,0306	Vérifier
8 ^{ème}	0,014325	0,0501	0,059	0,0086	3,06	0,0306	Vérifier
7 ^{ème}	0,01186	0,0415	0,05	0,0084	3,06	0,0306	Vérifier
6 ^{ème}	0,009463	0,0331	0,042	0,0080	3,06	0,0306	Vérifier
5 ^{ème}	0,007176	0,0251	0,033	0,0074	3,06	0,0306	Vérifier
4 ^{ème}	0,005066	0,0177	0,025	0,0065	3,06	0,0306	Vérifier
3 ^{ème}	0,003215	0,0113	0,018	0,0054	3,06	0,0306	Vérifier
2 ^{ème}	0,001685	0,0059	0,011	0	3,06	0,0306	vérifier
1 ^{er}	0,000505	0,0018	0,006	0,0018	3,04	0,0304	vérifier
RDC	0,00000	0,00000	0,002	0,00000	3,23	0,0323	vérifier

d. Vérification du critère de l'effort normal réduit :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

B_c : section de poteau

N_d : $G + Q \pm E$

Tableau IV.5 : l'effort normal réduit.

Niveaux	La section Adoptée (cm ²)			N (KN)	ν	Observation
	b (cm)	h (cm)	air (cm ²)			
				1361,15	0,284	vérifier
RDC	40	40	1600	1361,15	0,284	vérifier
1^{er}	40	40	1600	1361,15	0,284	vérifier
2^{ème}	40	40	1600	1001,03	0,272	vérifier
3^{ème}	35	35	1225	1001,03	0,272	vérifier
4^{ème}	35	35	1225	1001,03	0,272	vérifier
5^{ème}	35	35	1225	1001,03	0,272	vérifier
6^{ème}	35	35	1225	1001,03	0,272	vérifier
7^{ème}	30	30	900	498,82	0,139	vérifier
8^{ème}	30	30	900	498,82	0,139	vérifier
9^{ème}	30	30	900	498,82	0,158	vérifier
10^{ème}	30	30	900	498,82	0,158	vérifier

e. Vérification des conditions du facteur de comportement R :

Justification des voiles sous charges verticales :

L'effort normal total à la base de la structure $P_{tot} = 28531,79$

L'effort à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 14373,989$

$$\frac{P_{voiles}}{P_{tot}} = 50,37\% > 20\%$$

Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

f. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1 \text{ (RPA99version 2003)}$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K.

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'K' comme indique-la figure.

Tableau IV. 6 : vérification l'effet P-Δ inter étages du modèle 1^{er}

- Suivant x-x :

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Observation
10 ^{ème}	306	2664,6602	1,48	410,5006	0,031	Vérifier
9 ^{ème}	306	5322,8484	1,51	721,9314	0,036	Vérifier
8 ^{ème}	306	7981,2487	1,54	954,961	0,042	Vérifier
7 ^{ème}	306	10639,4369	1,52	1157,5295	0,046	Vérifier
6 ^{ème}	306	13342,3497	1,46	1331,1336	0,048	Vérifier
5 ^{ème}	306	16045,2625	1,35	1479,3223	0,048	Vérifier
4 ^{ème}	306	1871,7127	1,19	1607,063	0,045	Vérifier
3 ^{ème}	306	21416,4133	0,99	1713,391	0,040	Vérifier
2 ^{ème}	306	24171,2765	1,08	1802,4194	0,047	Vérifier
1 ^{er}	340	26822,6463	0,00	1875,4703	0,000	Vérifier
RDC	323	29411,4258	0,00	1912,6991	0,000	Vérifier

- Suivant y-y :

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Observation
10 ^{ème}	306	2664,6602	0,8400	387,4866	0,019	Vérifier
9 ^{ème}	306	5322,8484	0,8600	685,8498	0,022	Vérifier

8ème	306	7981,2487	0,8700	909,5632	0,025	Vérifier
7ème	306	10639,4369	0,8600	1103,0833	0,027	Vérifier
6ème	306	13342,3497	0,8400	1269,3447	0,029	Vérifier
5ème	306	16045,2625	0,8000	1410,3685	0,03	Vérifier
4ème	306	18713,7127	0,7400	1529,8445	0,03	Vérifier
3ème	306	21416,4133	0,6500	1628,6247	0,028	Vérifier
2ème	306	24171,2765	0,5400	1711,3422	0,025	Vérifier
1^{er}	340	26822,6463	0,4100	1779,4768	0,018	Vérifier
RDC	323	29411,4258	0,1800	1814,7988	0,009	Vérifier

Vu les résultats obtenus la condition $\theta_x \text{ et } \theta_y \leq 0,1$ est satisfaites, d'où les effets du 2eme ordre(ou effet **P-Δ** peuvent être négligés.

Conclusion :

Etant donné que la condition de vérification du facteur de comportement $R=5$ suivant le RPA 99 ver 2003 qui est :

- Les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales n'a pas pu être vérifié sur ce modèle

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (**R=5**) est non justifié.

⇒ Alors nous avons opté pour un premier choix d'utiliser

Le coefficient de comportement global de la structure est **R=3,5**.

a. Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats d'**ETABS** :

On a :

$$w = 29411,43Kn$$

$$\Rightarrow \begin{cases} V_x = 3360,97kn \rightarrow 0,8V_x = 2688,77kn \\ V_y = 3211,22kn \rightarrow 0,8V_y = 2568,97kn \end{cases}$$

Et :

$$F_1 = V_t^x = 2883,78Kn.$$

$$F_2 = V_t^y = 2572,82Kn.$$

Ce qui donne :
$$\begin{cases} V_t^x = 2883,78Kn \geq 0,8V_x = 2688,77Kn. \\ V_t^y = 2572,82Kn \geq 0,8V_y = 2568,97Kn. \end{cases}$$

Donc :

Le rapport $\frac{v_t^x}{0,8v_x} = 1,07$ le rapport $\frac{v_t^y}{0,8v_y} = 1,02$

 $r^x l e r^y \geq 1 \dots\dots\dots V\acute{e}rifier.$ **b. Vérification des déplacements inter étages :**

Tableau IV.7 : vérification des déplacements inter étages du modèle final.

- Déplacement suivant x-x :

Niveaux	$\delta_{ek}(\text{m})$	$\delta_k(\text{m})$	$\delta_{k-1}(\text{m})$	$\Delta_k(\text{m})$	$h_k(\text{m})$	Δ^-	Observation
Terrasse	0,04156	0,145	0,000	0,0157	3,06	0,0306	Vérifier
10ème	0,037073	0,130	0,145	0,0161	3,06	0,0306	Vérifier
9ème	0,0322472	0,114	0,130	0,0164	3,06	0,0306	Vérifier
8ème	0,027786	0,097	0,114	0,0165	3,06	0,0306	Vérifier
7ème	0,023077	0,081	0,097	0,0161	3,06	0,0306	Vérifier
6ème	0,018466	0,065	0,081	0,0155	3,06	0,0306	Vérifier
5ème	0,014032	0,049	0,065	0,0165	3,06	0,0306	Vérifier
4ème	0,009917	0,033	0,049	0,0119	3,06	0,0306	Vérifier
3ème	0,006291	0,021	0,033	0,0099	3,06	0,0306	Vérifier
2ème	0,003293	0,011	0,021	0,0108	3,06	0,0306	Vérifier
1 ^{er}	0,000976	0,000	0,011	0,000	3,4	0,034	Vérifier
RDC	0,0000	0,000	0,000	0,000	3,23	0,323	Vérifier

- Déplacement suivant y-y :

Niveaux	$\delta_{ek}(\text{m})$	$\delta_k(\text{m})$	$\delta_{k-1}(\text{m})$	$\Delta_k(\text{m})$	$h_k(\text{m})$	Δ^-	Observation
Terrasse	0,030947	0,1083	0,000	0,0120	3,06	0,0306	vérifier
10ème	0,027514	0,0963	0,108	0,0122	3,06	0,0306	vérifier
9ème	0,024015	0,0841	0,096	0,0124	3,06	0,0306	vérifier
8ème	0,020478	0,0717	0,084	0,0123	3,06	0,0306	vérifier
7ème	0,016955	0,0593	0,072	0,0120	3,06	0,0306	vérifier
6ème	0,013528	0,0473	0,059	0,0114	3,06	0,0306	vérifier
5ème	0,010258	0,0359	0,047	0,0106	3,06	0,0306	vérifier
4ème	0,007242	0,0253	0,036	0,00093	3,06	0,0306	vérifier
3ème	0,004595	0,0161	0,025	0,0077	3,06	0,0306	vérifier

2ème	0,002407	0,0084	0,016	0,0059	3,06	0,0306	vérifier
1^{er}	0,000721	0,0025	0,008	0,0025	3,04	0,0304	vérifier
RDC	0,00000	0,00000	0,003	0,00000	3,23	0,0323	vérifier

Les déplacements relatifs inter étages son inferieur à la limite imposée par le **RPA99 version2003**.

c. Vérification du critère de l'effort normal réduit :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

B_c : section de poteau

Et :

N_d : $G + Q \pm E$

Tableau IV. 8 : l'effort normal réduit

Niveaux	La section Adoptée (cm ²)			N (KN)	ν	Observation
	b (cm)	h (cm)	air (cm ²)			
RDC	40	40	1600	1361,15	0,284	vérifier
1^{er}	40	40	1600	1361,15	0,284	vérifier
2ème	40	40	1600	1001,03	0,272	vérifier
3ème	35	35	1225	1001,03	0,272	vérifier
4ème	35	35	1225	1001,03	0,272	vérifier
5ème	35	35	1225	1001,03	0,272	vérifier
6ème	35	35	1225	1001,03	0,272	vérifier
7ème	30	30	900	498,82	0,139	vérifier
8ème	30	30	900	498,82	0,139	vérifier
9ème	30	30	900	498,82	0,158	vérifier
10ème	30	30	900	498,82	0,158	vérifier

d. Vérification des conditions du facteur de comportement R : Justification des voiles sous charges verticales :

L'effort normal total à la base de la structure $P_{tot} = 28531,79Kn$.

L'effort à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 14373,989$ Kn.

$$\frac{P_{voiles}}{P_{tot}} = 50,38\% > 20\%$$

Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

e. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1 \text{ (RPA99 version 2003)}$$

Tableau IV.9 : vérification de l'effet P-Δ inter étages du modèle final.

• Suivant x-x :

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Observation
10 ^{ème}	360	2664,6602	1,57	601,5024	0,023	Vérifier
9 ^{ème}	360	5322,8484	1,61	1083,6061	0,026	Vérifier
8 ^{ème}	360	7981,2487	1,64	1448,15	0,030	Vérifier
7 ^{ème}	360	10639,4369	1,65	1752,2588	0,033	Vérifier
6 ^{ème}	360	13342,3497	1,61	2011,5015	0,035	Vérifier
5 ^{ème}	360	16045,2625	1,55	2236,6295	0,036	Vérifier
4 ^{ème}	360	1871,7127	1,65	2432,3336	0,041	Vérifier
3 ^{ème}	360	21416,4133	1,19	2599,0136	0,032	Vérifier
2 ^{ème}	360	24171,2765	0,99	2736,1832	0,029	Vérifier
1 ^{er}	340	26822,6463	1,08	2837,4511	0,03	Vérifier
RDC	323	29411,4258	0,00	2883,7787	0,000	Vérifier

• Suivant y-y :

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Observation
10 ^{ème}	306	2664,6602	1,2	533,0894	0,02	Vérifier
9 ^{ème}	306	5322,8484	1,22	967,022	0,022	Vérifier
8 ^{ème}	306	7981,2487	1,24	1297,0402	0,025	Vérifier
7 ^{ème}	306	10639,4369	1,23	1571,2101	0,027	Vérifier
6 ^{ème}	306	13342,3497	1,2	1804,3317	0,029	Vérifier

5ème	306	16045,2625	1,14	2005,3541	0,03	Vérifier
4ème	306	18713,7127	1,06	2177,9288	0,03	Vérifier
3ème	306	21416,4133	0,93	2324,0499	0,028	Vérifier
2ème	306	24171,2765	0,77	2443,737	0,025	Vérifier
1^{er}	340	26822,6463	0,59	1531,9499	0,018	Vérifier
RDC	323	29411,4258	0,25	2572,818	0,009	Vérifier

Vu les résultats obtenus les conditions $\theta_x \text{ et } \theta_y \leq 0,1$ est satisfaites, d'où les effets du 2eme ordre(ou effet **P-Δ** peuvent être négligés.

Conclusion :

Etant donné que :

- Les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure ($R=3,5$) est justifié.

REMARQUE :

Nous avons d'abord effectué des calculs avec un coefficient de comportement de $r=5$, mais la condition de justification des voiles sous les charges verticales n'a pas pu être justifiée. Par la suite, nous avons évité cette justification en prenant un coefficient de comportement de **$R=3.5$** ou aucune vérification sur le facteur de comportement n'est nécessaire dans le **RPA 99 ver 2003**.

Etant insatisfait par cette réponse et cette justification sur le facteur de comportement R , nous avons envisagé de refaire un autre modèle avec un **$R=5$** , en apportant des changements dans l'épaisseur et la disposition des voiles plusieurs tentatives ont été nécessaires pour aboutir au modèle final suivant.

3. Modèle final :

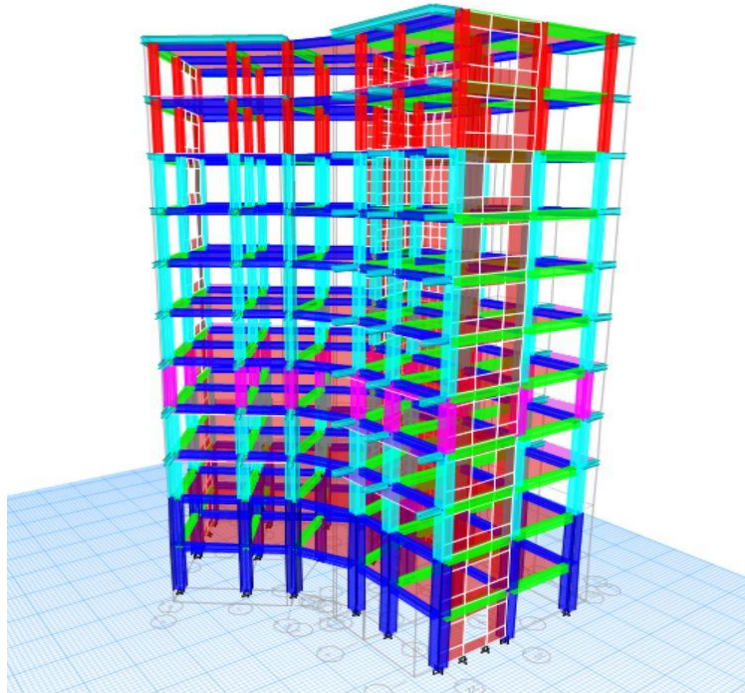


Figure IV.11 : la vue en 3D.

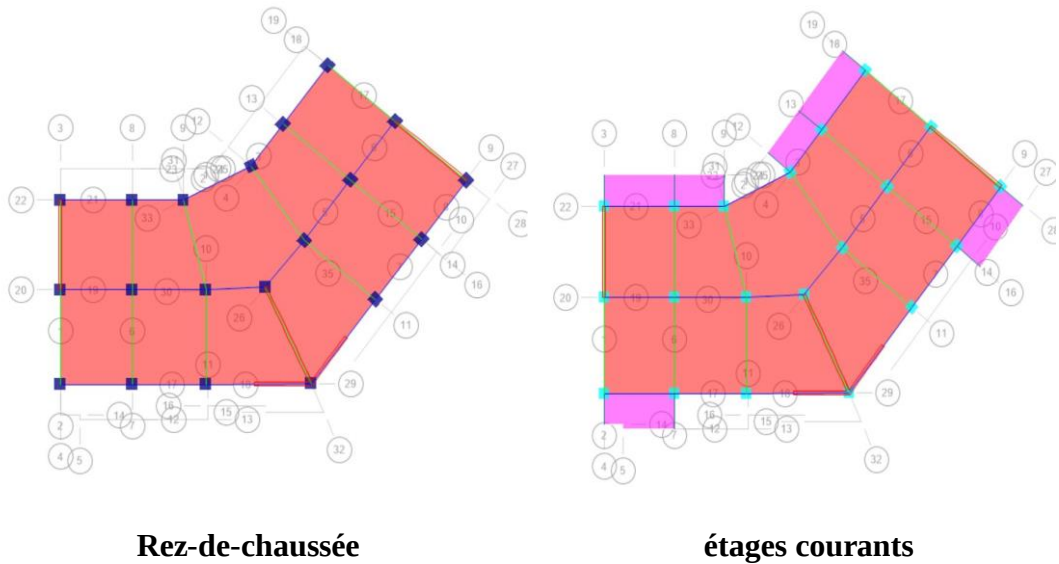


Figure IV.12 : vue en plan avec voiles

a. Caractéristique dynamique propre du modelé final :

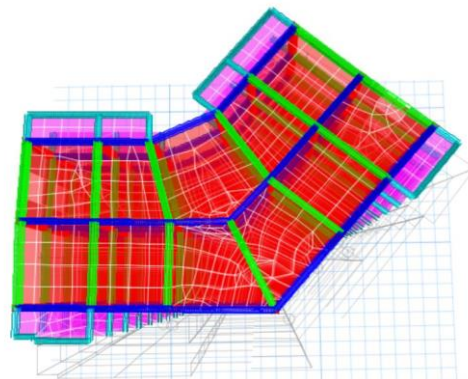
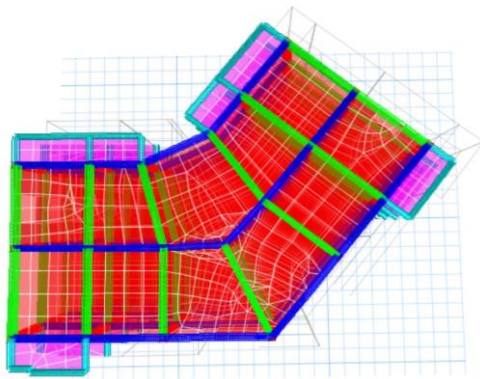
L'analyse dynamique de notre structure a conduit à :

Une période fondamentale : $T=0,925s$.

Tableau IV.10 : participation massique du modèle final.

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
►	Modal	1	0,925	0,5457	0,1661	0	0,5457	0,1661	0	0,0733
	Modal	2	0,702	0,1555	0,5141	0	0,7012	0,6802	0	0,2643
	Modal	3	0,621	0,0061	0,0037	0	0,7073	0,6839	0	0,0013
	Modal	4	0,264	0,1274	0,0358	0	0,8347	0,7197	0	0,078
	Modal	5	0,178	0,0399	0,1551	0	0,8745	0,8749	0	0,258
	Modal	6	0,161	0,0033	0,0017	0	0,8779	0,8766	0	0,0034
	Modal	7	0,124	0,0467	0,0127	0	0,9245	0,8893	0	0,0282
	Modal	8	0,082	0,0132	0,0491	0	0,9377	0,9384	0	0,1115
	Modal	9	0,075	0,0155	0,0068	0	0,9532	0,9453	0	0,0188
	Modal	10	0,074	0,0064	0,0001	0	0,9596	0,9453	0	0,0003
	Modal	11	0,053	0,0126	0,0029	0	0,9722	0,9482	0	0,0083
	Modal	12	0,051	0,0052	0,0216	0	0,9774	0,9698	0	0,0612

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèle à y-y.
- Le 2eme mode est un mode de translation parallèle à x-x.
- Le 3eme mode est un mode de rotation.
- On doit retenir les 8 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99 version 2003).

**Figure IV.13 :** Mode 1 translation parallèlement
parallèlement à x-x**figure IV.14 :** mode 2 translation
à y-y

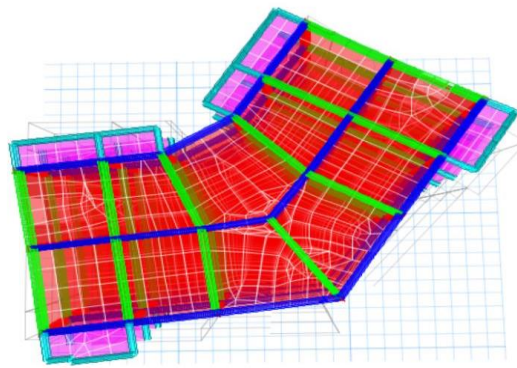


Figure IV.15 : Mode 3 rotation

b. Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats d'ETABS on a :

$$W = 28773,73Kn. \quad \begin{cases} V_x = 2301,66Kn \\ V_y = 2244,13Kn \end{cases}$$

Et :

$$F_1 = V_t^x = 1921,5Kn$$

$$F_2 = V_t^y = 1809,8Kn. \Rightarrow \text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 1921Kn \geq 0,8V_x = 1841,33Kn. \\ V_t^y = 1809,8Kn \geq 0,8V_y = 1795,3Kn. \end{cases}$$

$$\text{Le rapport } \left\{ \frac{V_t^x}{0,8V_x} = 1,04 \right.$$

$$\text{le rapport } \left\{ \frac{V_t^y}{0,8V_y} = 1,01 \right. \text{ donc : } r^x \text{ et } r^y \geq 1 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifier.}$$

c. Vérification des déplacements inter étages :

Tableau IV.11 : vérification des déplacements inter étages du modèle final :

- Déplacement suivant x-x :

Niveaux	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\delta_{k-1}(m)$	$\Delta_k(m)$	$h_k(m)$	Δ	Observation
Terrasse	0,027345	0,137	0,000	0,0119	3,06	0,0306	Vérifier
10ème	0,024964	0,125	0,137	0,0127	3,06	0,0306	Vérifier
9ème	0,022418	0,112	0,125	0,0134	3,06	0,0306	Vérifier
8ème	0,019744	0,099	0,112	0,0141	3,06	0,0306	Vérifier
7ème	0,016919	0,085	0,099	0,0144	3,06	0,0306	Vérifier

6ème	0,014031	0,070	0,085	0,0152	3,06	0,0306	Vérifier
5ème	0,011084	0,055	0,070	0,0139	3,06	0,0306	Vérifier
4ème	0,00822	0,041	0,055	0,0131	3,06	0,0306	Vérifier
3ème	0,005534	0,028	0,041	0,0130	3,06	0,0306	Vérifier
2ème	0,003977	0,015	0,028	0,01	3,06	0,0306	Vérifier
1 ^{er}	0,0001057	0,005	0,015	0,0050	3,4	0,034	Vérifier
RDC	0,0000	0,000	0,005	0,000	3,23	0,323	Vérifier

- Déplacement suivant y-y :

Niveaux	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\delta_{k-1}(m)$	$\Delta_k(m)$	$h_k(m)$	Δ	Observation
Terrasse	0,018077	0,0904	0,000	0,0097	3,06	0,0306	Vérifier
10ème	0,016134	0,0807	0,09	0,0101	3,06	0,0306	Vérifier
9ème	0,014118	0,0706	0,081	0,0102	3,06	0,0306	Vérifier
8ème	0,012078	0,0604	0,071	0,0102	3,06	0,0306	Vérifier
7ème	0,01003	0,0502	0,06	0,0100	3,06	0,0306	Vérifier
6ème	0,00804	0,0402	0,05	0,0095	3,06	0,0306	Vérifier
5ème	0,006141	0,0307	0,04	0,0087	3,06	0,0306	Vérifier
4ème	0,004405	0,0220	0,031	0,0077	3,06	0,0306	Vérifier
3ème	0,002872	0,0144	0,022	0,0064	3,06	0,0306	Vérifier
2ème	0,00159	0,008	0,014	0,0052	3,06	0,0306	vérifier
1 ^{er}	0,00055	0,0028	0,008	0,0028	3,04	0,0304	vérifier
RDC	0,00000	0,00000	0,002	0,00000	3,23	0,0323	vérifier

d. Vérification du critère de l'effort normal réduit :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

B_c : section de poteau

N_d : $G + Q \pm E$

Tableau IV.12 : l'effort normal réduit

Niveaux	La section Adoptée (cm ²)			N (KN)	ν	Observation
	b (cm)	h (cm)	air (cm ²)			
RDC	60	60	3600	1626,66	0,151	vérifier
1 ^{er}	60	60	3600	1626,66	0,151	vérifier
2ème	55	55	3025	1297,26	0,143	vérifier

3ème	55	55	3025	1297,26	0,143	vérifier
4ème	50	50	2500	993,26	0,132	vérifier
5ème	45	45	2025	846,49	0,139	vérifier
6ème	45	45	2025	846,49	0,139	vérifier
7ème	40	40	1600	564,28	0,118	vérifier
8ème	40	40	1600	564,28	0,118	vérifier
9ème	35	35	1225	290,68	0,079	vérifier
10ème	35	35	1225	290,68	0,079	vérifier

e. Vérification des conditions du facteur de comportement R :

Justification des voiles sous charges verticales :

L'effort normal total à la base de la structure $P_{tot} = 27894,1kn$.

L'effort à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 5903,55Kn$.

$$\frac{P_{voiles}}{P_{tot}} = 19,85 < 20\%$$

Alors les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

f. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du 2ème ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1 \text{ (RPA99 version 2003)}$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K.

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'K' comme indique-la figure.

Tableau IV.13 : vérification l'effet P- Δ inter étages du modèle final.

- Suivant x-x :

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Observation
10ème	306	2493,4642	1,19	377,8083	0,026	Vérifier
9ème	306	4980,4564	1,27	681,0868	0,03	Vérifier
8ème	306	7519,8232	1,34	921,6939	0,036	Vérifier
7ème	306	10058,9778	1,41	1122,8708	0,041	Vérifier
6ème	306	12658,1571	1,44	1296,5589	0,046	Vérifier
5ème	306	15257,3365	1,15	1451,0591	0,04	Vérifier
4ème	306	17889,5156	1,39	1584,1106	0,051	Vérifier
3ème	306	20631,0577	1,31	1703,4618	0,052	Vérifier
2ème	306	23372,5999	1,3	1799,643	0,055	Vérifier
1 ^{er}	340	26107,5186	1	1874,8571	0,041	Vérifier
RDC	323	28773,7308	0,5	1921,485	0,023	Vérifier

- Suivant y-y :

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Observation
10ème	306	2493,4642	0,97	365,9512	0,022	Vérifier
9ème	306	4980,4564	1,01	661,0213	0,025	Vérifier
8ème	306	7519,8232	1,02	887,068	0,028	Vérifier
7ème	306	10058,9778	1,02	1078,6806	0,031	Vérifier
6ème	306	12658,1571	1	1245,2167	0,033	Vérifier
5ème	306	15257,3365	0,95	1387,8849	0,034	Vérifier
4ème	306	17889,5156	0,87	1509,382	0,034	Vérifier
3ème	306	20631,0577	0,77	1613,1561	0,032	Vérifier
2ème	306	23372,5999	0,64	1698,0796	0,029	Vérifier
1 ^{er}	340	26107,5186	0,52	1768,1918	0,023	Vérifier
RDC	323	28773,7308	0,28	1809,8004	0,014	Vérifier

Vu les résultats obtenus les condition θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ est satisfaites, d'où les effets du 2eme ordre(ou effet **P- Δ** peuvent être négligés.

- g. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchant d'étage :**

Tableaux IV.14 : vérification de la charge verticale par rapports l'effort tranchant :

- EX :

Etages	Efforts total	Efforts reprise par les poteaux	pourcentages	Vérification
RDC	1916,42	218,4	21,4	Vérifier
1 ^{er}	1878,06	618,72	32,9	Vérifier
2 ^{ème}	1822	729,62	32,89	Vérifier
3 ^{ème}	1685,69	810,16	48,06	vérifier
4 ^{ème}	1705,32	842,32	49,4	vérifier
5 ^{ème}	1577,04	769,82	49,8	vérifier
6 ^{ème}	1293,68	719,52	55,62	vérifier
7 ^{ème}	1137,32	568,97	50,03	vérifier
8 ^{ème}	921,12	563,58	61,2	vérifier
9 ^{ème}	673	358,44	53,26	vérifier
10 ^{ème}	364,27	407,25	111,88	vérifier

- EY :

Etages	Efforts total	Efforts reprise par les	pourcentage%	vérification
RDC	1809,9	271,3	15	Vérifier
1 ^{er}	1760,26	441	25,05	Vérifier
2 ^{ème}	1699,5	437,27	25,7	vérifier
3 ^{ème}	1615,7	410,2	25	vérifier
4 ^{ème}	1510,67	454,11	30,06	vérifier
5 ^{ème}	1365,7	378,9	27,8	vérifier
6 ^{ème}	1245,22	432,78	34,75	vérifier
7 ^{ème}	1078,68	331,7	30,76	vérifier
8 ^{ème}	883,8	306,68	34,7	vérifier
9 ^{ème}	659,34	213,11	32,32	vérifier
10 ^{ème}	365,63	269,94	73,8	vérifier

Conclusion :

Après beaucoup de tentative qui nous a pris beaucoup de temps et d'efforts afin de justifier le facteur de comportement qui on ne sait si c'est bénéfique ou pas nous avons quand même pu en finalité obtenir un modèle avec

- Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Pour que, le choix du coefficient de comportement global de la structure ($R=5$) soit justifié.

Chapitre V : Ferrailages des éléments Structuraux

V.1.Introduction :

Le ferraillage des éléments résistant doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence du CBA 93 et des RPA99 version 2003.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. Poutres
2. Poteaux
3. Voiles

V.2. Les poutres :

Le calcul du ferraillage des poutres se fera en flexion simple, à l'ELU et sera vérifié à l'ELS, et les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G+Q \rightarrow$ à l'ELS
- $G+Q+E \rightarrow$ RPA99 version 2003.
- $0,8G \pm E \rightarrow$ RPA99 version 2003.

V.2.1. Recommandation du RPA Pour le ferraillage des poutres :

1-Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
 - **poutre principale de (30x45) :** $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75cm^2$.
 - **poutre secondaire de (30x40):** $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6cm^2$.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux :
 - En zone courante : 4%
 - **Poutres principales de (30x45) :** $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54cm^2$.
 - **Poutres secondaires de (30x40) :** $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48cm^2$.

En zone de recouvrement : 6%

- **Poutres principales de (30x45) :** $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$.

- **Poutres secondaires de (30x40) :** $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$.

- La hauteur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone IIb.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

2-Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$\begin{cases} S_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \dots \dots \dots \text{en zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

V.2.2. Calcul du ferraillage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutres principales).
- Sens non porteur (poutres secondaires).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1. Sens porteur :

-Situation durable : **1,35G+1,5Q**

Tableau V.1 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).

Etages	Section (cm ²)	Position	$M_{max}(Kn. m)$	As	As'	$A_{RPa}^{min}(cm^2)$
Terrasse	30x45	Travée	58,97	3,48	0	6,75
		Appui	63,12	3,73	0	6,75
Etages courants	30x45	Travée	48,76	2,85	0	6,75
		Appui	67,37	4	0	6,75

-Situation accidentelle N° 01 : **G+Q±E**

Tableau V.2 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).

Etages	Section (cm ²)	Position	$M_{max}(Kn. m)$	As	As'	$A_{RPa}^{min}(cm^2)$
Terrasse	30x45	Travée	43,1	2,17	0	6,75
		Appui	46,23	2,33	0	6,75
Etages courants	30x45	Travée	35,32	1,77	0	6,75
		Appui	48,9	2,47	0	6,75

-Situation accidentelle N° 02 : **0.8G±E**

Tableau V.3 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).

Etages	Section (cm ²)	Position	$M_{max}(Kn. m)$	As	As'	$A_{RPa}^{min}(cm^2)$
Terrasse	30x45	Travée	30,24	1,51	0	6,75
		Appui	33,24	1,66	0	6,75
Etages courants	30x45	Travée	22,48	1,12	0	6,75
		Appui	31,89	1,59	0	6,75

2. Sens non porteur :

-Situation durable : **1,35G+1,5Q**

Tableau V.4 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable).

Étages	Section (cm ²)	Position	Mmax(Kn. m)	As	As'	$A_{RPa}^{min}(cm^2)$
Terrasse	30x40	Travée	29,75	1,94	0	6
		Appui	61,9	4,15	0	6
Etages courants	30x40	Travée	30,32	1,98	0	6
		Appui	65,36	4,4	0	6

-Situation accidentelle N° 01 : **G+Q±E**

Tableau V.5 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).

Etages	Section (cm ²)	Position	Mmax(Kn. m)	As	As'	$A_{RPa}^{min}(cm^2)$
Terrasse	30x40	Travée	21,73	1,22	0	6
		Appui	45,05	2,57	0	6
Etages courants	30x40	Travée	21,88	1,23	0	6
		Appui	47,48	2,71	0	6

-Situation accidentelle N° 02 : **0.8G±E**

Tableau V.6 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).

Etages	Section (cm ²)	Position	Mmax(Kn. m)	As	As'	$A_{RPa}^{min}(cm^2)$
Terrasse	30x40	Travée	15,23	0,85	0	6
		Appui	30,33	1,71	0	6
Etages courants	30x40	Travée	13,89	1,77	0	6
		Appui	31,29	1,81	0	6

V.2.3. Etapes de calcul à l'ELU :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes suivantes :

-Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Pour les aciers FeE500 :

Si $\mu < \mu_r = 0,371 \rightarrow$ Section simplement armée.

Si $\mu > \mu_r = 0,371 \rightarrow$ Section doublement armée.

Cas1 : $\mu < \mu_r$ (SSA)

$$\alpha_u = 1,25 \left[1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot \mu)} \right]$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa} \quad ; \beta = (1 - 0,4 \cdot \alpha_u)$$

- **Choix des armatures :**

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.7 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x45.

Niveau x	Section (cm ²)	Position	M^{max} (Kn.m)	A_s^{max} (ZC) (cm ²)	A_s^{max} (ZR) (cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)	A_s^{cal}	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
Terrasse	30x45	Travée	58,97	54	81	6,75	3,48	3HA14 +2HA12 = 6,88cm ²	6,88
		Appui	63,12	54	81	6,75	3,73	3HA14+2 HA12 = 6,88cm ²	6,88
Etages courants	30x45	Travée	48,76	54	81	6,75	2,85	3HA14+2 HA12 = 6,88cm ²	6,88
		appui	67,37	54	81	6,75	4	3HA14+2 HA12 = 6,88cm ²	6,88

Tableau V.8 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M^{max} (Kn.m)	A_s^{max} (ZC) (cm ²)	A_s^{max} (ZR) (cm ²)	$A_s^{min}_{RPA}$ (cm ²)	A_s^{cal}	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
Terrasse	30x40	Travée	29,75	48	72	6	1,72	4HA14	6,16
		Appui	61,7	48	72	6	3,65	4HA14	6,16
Etages courants	30x40	Travée	30,32	48	72	6	1,75	4HA14	6,16
		appui	65,36	48	72	6	3,86	4HA14	6,16

1. Vérifications des conditions du RPA :

- Armatures longitudinales :

-Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

$$A_{min} = 0,5 \% (b \times h)$$

⇒ Toutes les sections d'armatures ont été vérifiées à la condition de section d'armatures minimale citée ci-dessus.

- Armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE50 (Fe=500MPa).

- Selon le BAEL 91 modifié 99 $\rightarrow \begin{cases} S_t = \text{Min} (0,9d ; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \cdot K}{0,8f_e} k = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4\text{MPa}) \end{cases}$
- Selon le RPA 99 version 2003 $\rightarrow \begin{cases} A_t = 0,003S_t \cdot b \\ S_t \leq \text{Min}(\frac{h}{4} ; 12\phi_t) \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zoncourante} \end{cases}$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,29cm.$$

On prend $\phi_t = 8mm$.

⇒ D'après le BAEL :

✓ Poutre principale : ($T_u = 60,55KN$; $\tau_u = 0,5MPa$. ; $A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$.)

$$-S_t = \min(36,45; 40cm) = 36,45cm.$$

Et :

$$-A_t \geq 30 \times 36,35 \times \frac{0,5 - 0,3 \times 2,4 \times 1}{0,8 \times 500} = 0,599cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$-A_t \geq \frac{30 \times 36,45}{500} \times \max\left(\frac{0,5}{2}; 0,4MPa\right) = 0,87cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Poutre secondaire : ($T_u = 59,65 KN$; $\tau_u = 0,56MPa$. ; $A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$.)

$$-S_t = \min(32,4; 40cm) = 32,4cm.$$

Et :

$$-A_t \geq 30 \times 32,4 \times \frac{0,56 - 0,3 \times 2,4 \times 1}{0,8 \times 500} = 0,38cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$-A_t \geq \frac{30 \times 32,4}{500} \times \max\left(\frac{0,56}{2}; 0,4MPa\right) = 0,77cm^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

D'après le RPA99 version 2003 :

✓ Poutres principales :

$$-S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1,4\right) = 11,25 \Rightarrow S_t = 10cm \rightarrow \text{Zonenodale.}$$

$$-S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5cm \rightarrow S_t = 20cm \rightarrow \text{enzonecourante.}$$

Et :

$$A_t = 0,003.S_t.b = 0,09cm^2 \rightarrow \text{en zone nodale.}$$

$$A_t = 0,003.S_t.b = 1,8cm^2 \rightarrow \text{en zone courante.}$$

$$\text{Soit : } A_t = 4HA8 = 2,01cm^2.$$

✓ Poutres secondaires :

$$-S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,4\right) = 10 \Rightarrow S_t = 10\text{cm} \rightarrow \text{Zonenodal}$$

$$-S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm} \rightarrow S_t = 20\text{cm} \rightarrow \text{enzonecourante}.$$

Et :

$$A_t = 0,003.S_t.b = 0,9\text{cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}.$$

$$A_t = 0,003.S_t.b = 1,8\text{cm}^2 \rightarrow \text{en zone courante}.$$

$$\text{Soit : } A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2.$$

- **Délimitation de la zone nodale :**

$$L'=2.h$$

Avec : h : la hauteur de la poutre.

$$L'=2.h = 2 \times 45 = 90\text{cm pour la poutre principale}.$$

$$L'=2.h = 2 \times 40 = 80\text{cm pour la poutre secondaire}.$$

2. Vérifications à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{min} = 0,23bd.\frac{f_{t28}}{f_c}$$

$$\text{-Poutre principale de (30x45) : } A_{min} = 0,23bd.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,4}{500} = 1,34\text{cm}^2.$$

$$\text{-Poutre secondaire de (30x40) : } A_{min} = 0,23bd.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,4}{500} = 1,19\text{cm}^2.$$

.....condition vérifier.

- **L'influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :**
(BAEL91/art.1.5.1.32)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,4 \times \frac{0,9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd}$$

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

✓ Poutre principale :

$$\begin{aligned}\tau_u &= \frac{60,55 \times 10^3}{30 \times 40,5} = 49,83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \\ &= \frac{0,9 \times 0,405 \times 0,30 \times 30000}{1,5} = 874,8 \text{ MPa}.\end{aligned}$$

✓ Poutre secondaire :

$$\begin{aligned}\tau_u &= \frac{59,65 \times 10^3}{30 \times 36} = 49,09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \\ &= \frac{0,9 \times 0,36 \times 0,30 \times 30000}{1,5} = 777,6 \text{ MPa}.\end{aligned}$$

....condition vérifié pour les deux poutres.

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 4 \text{ MPa}.$$

-Poutres principales : $\tau_u = \frac{60,55 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,405} = 0,5 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

-Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{59,65 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 0,55 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

3. Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

- Etat limite de résistance du béton à la compression :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte limite admissible qui suit :

$$\sigma_{bc} = k.y.10 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 18MPa.$$

Avec :

Les résultats de vérifications à l'ELS, et les observations faites pour chaque cas sont résumés dans les tableaux qui suivent :

$$a = \frac{b}{2} \quad ; b = \eta(As + As') \quad ; c = -\eta \cdot ((As \times d) + (As' \times d))$$

Et :

$$\Delta = a^2 - 4b.c \rightarrow \sqrt{\Delta} \rightarrow \begin{cases} y1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} \\ y2 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} \end{cases}$$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + (\eta.As) \times (d - y_1)^2.$$

$$\text{Et : } K = \frac{M_{ser} \times 10^6}{I \times 10^4}$$

Et on vérifie aussi :

$$\sigma_s = \eta.K.(d - y_1).10 \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}fe; \max(0,5fe; 110\sqrt{\eta.f_{t28}})\right) = 250MPa.$$

- **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{5.q.L^4.10^{-3}}{348.E.I.10^{-8}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

1. Sens porteur 30x45 :**Tableau V.9 :** Vérification des poutres porteuse 30x45 à l'ELS

Niveaux	Position	M_{ser} (Kn.m)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	vérification	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Vérification
Terrasse	Travée	43,1	1,5	18	OK	161,24	250	OK
	Appui	46,23	1,6	18		172,95	250	
Etages courants	Travée	35,32	1,225	18	OK	132,14	250	OK
	Appui	48,9	1,7	18		182,94	250	

2. Sens non porteur 30x40 :**Tableau V.10 :** Vérification des poutres non porteuse 30x40 à l'ELS.

Niveaux	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	vérification	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Vérification
Terrasse	Travée	21,73	0,934	18	OK	101,44	250	OK
	Appui	45,04	1,99	18		216,23	250	
Etages courants	Travée	21,87	0,96	18	OK	104,5	250	OK
	Appui	47,48	2,09	18		227,9	250	

- La flèche :**• Sens porteur 30x45 :****Tableau V.11 :** Vérification de la flèche des poutres porteuse 30x45 :

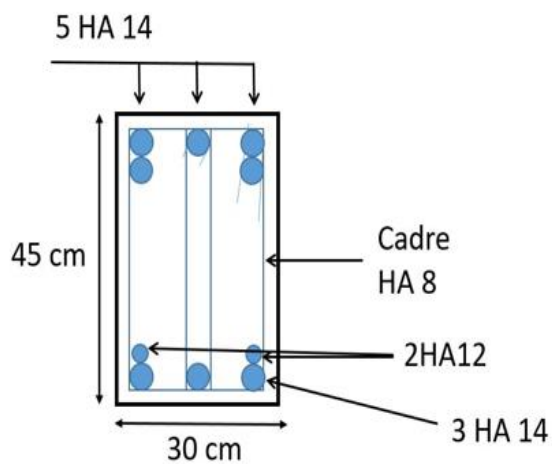
Niveaux	Position	q (kn)	$\overline{f}$ (cm)	f(cm)	vérification
Terrasse	Travée	12,28	0,0086	0,001238	vérifier

Etages courant	Travée	17,75	0,0086	0,00178945	Vérifier
-----------------------	--------	-------	--------	------------	----------

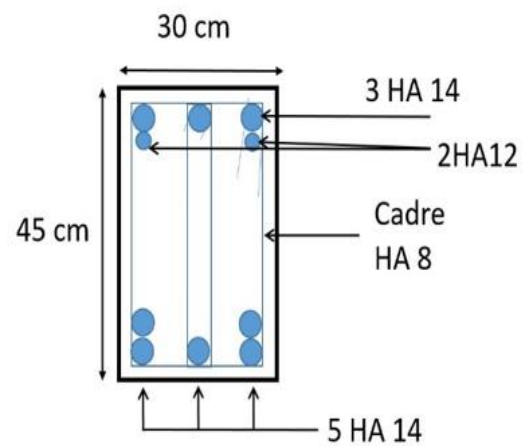
- **Sens non porteur 30x40 :**

Tableau V.12 : Vérification de la flèche des poutres non porteuse 30x40 :

Niveaux	Position	q (kn)	$\overline{f}$ (cm)	f(cm)	vérification
terrasse	Travée	16,41	0,0066	0,0008277	Vérifier
Etages courant	Travée	14,06	0,0066	0,0007092	Vérifier



Poutre principale sur appui



Poutre principale en travée

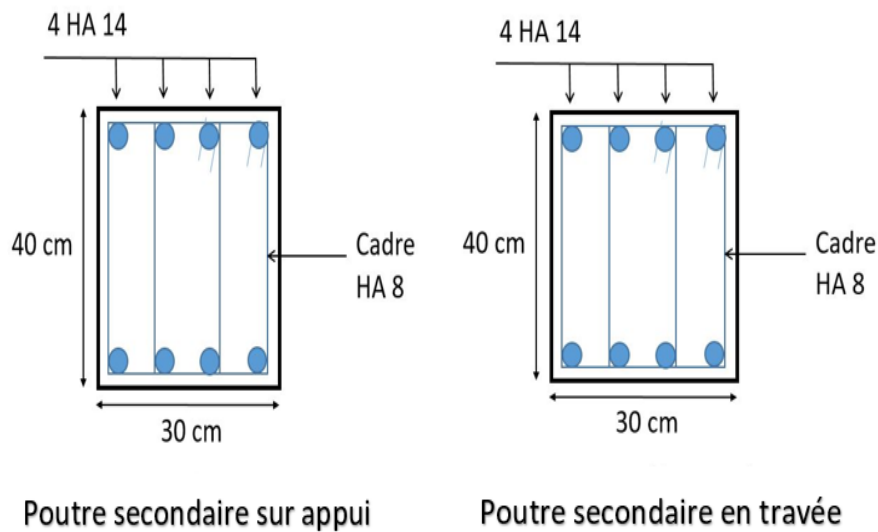


Figure V.1 : schémas de ferraillage pour les poutres principales et secondaires.

V.3. Ferraillage des poteaux :

V.3.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M , N), compression " N ", et à un moment fléchissant " M ".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

a. Situation durable :

- Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 30\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 17\text{MPa}$

- Acier : $\gamma_s = 1,15$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s = 435\text{MPa}$

b. Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 30\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 22,17\text{MPa}$

- Acier : $\gamma_s = 1,00$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s = 500\text{MPa}$.

- **Combinaison d'action :**

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a. Selon CBA 93 :

Situation durable : ELU : $1,35G+1,5Q$

ELS : $G+Q$

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle : $G+Q+E$

$0,8G\pm E$

Ce calcul est effectué en considérant les combinaisons suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant ($N_{\max}$, M_{corr}).
- Effort normal minimal et le moment correspondant ($N_{\min}$, M_{corr}).

Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant ($M_{\max}$, N_{corr})

V.3.2. Les recommandations du RPA 99 pour les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0,9% pour la zone II-b.
- Leur pourcentage maximal sera de 3% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.

$0,9\% < \frac{A_s}{B} < 3\%$ Zone courante (Z.C).

$0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R).

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone II-b.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm en zone II-b.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

V.3.3. Méthode de calcul :

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons

N.B : On utilise Le logiciel de SOCOTEC pour le ferrailage des sections des poteaux.

1. Situation durable :

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

a. (N^{max}, M^{corr}) :

Tableau V.13 : ferrailage des poteaux carrées situation durable (N^{max}, M^{corr})

Niveaux	Sections (cm^2)	N^{max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A_s (cm^2)	A_s' (cm^2)	$A_s \text{ min}$ (cm^2) RPA
RDC-1 ^{er}	60x60	-2234,5	0	SEC	0	0	32,4
2 ^{eme} - 3 ^{eme}	55x55	-1787	21,58	SEC	0	0	27,23
4 ^{eme}	50x50	-1364,4	10,08	SEC	0	0	22,5
5 ^{eme} - 6 ^{eme}	45x45	-1162,7	9,56	SEC	0	0	18,23
7 ^{eme} - 8 ^{eme}	40x40	-774,59	- 10,69	SEC	0	0	14,4
9 ^{eme} - 10 ^{eme}	35x35	-398,17	-11,04	SEC	0	0	11,03

b. (M^{max}, N^{corr}) :

Tableau V.14 : ferrailage des poteaux carrés situation durable (M^{max}, N^{corr})

Niveaux	Sections (cm^2)	M^{max} (KN.m)	N^{corr} (KN.)	Sollicitation	As (cm^2)	As' (cm^2)	As min (cm^2) RPA
RDC-1 ^{er}	60x60	-43,26	-1413,58	SEC	0	0	32,4
2eme-3eme	55x55	-37,82	-1081	SEC	0	0	27,23
4eme	50x50	- 33,51	924,04	SEC	0	0	22,5
5eme-6eme	45x45	-37,52	- 645	SEC	0	0	18,23
7eme-8eme	40x40	- 36,40	- 427,11	SEC	0	0	14,4
9eme-10eme	35x35	-36,58	-119,42	SPC	1,34	0	11,03

c. (N^{min}, M^{corr}):

Tableau V.15 : ferrailage des poteaux carrés situation durable (N^{min}, M^{corr})

Niveaux	Sections (cm^2)	N^{min} (KN.)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	As (cm^2)	As' (cm^2)	As min (cm^2) RPA
RDC-1 ^{er}	60x60	-1321	28,65	SEC	0	0	32,4
2eme-3eme	55x55	-1015,5	27,27	SEC	0	0	27,23
4eme	50x50	-871,09	27,46	SEC	0	0	22,5
5eme-6eme	45x45	-598,9	27,27	SEC	0	0	18,23
7eme-8eme	40x40	-344,1	25,88	SEC	0	0	14,4
9eme-10eme	35x35	- 104,3	30,46	SPC	1,03	0	11,03

2. Situation accidentelle :

Combinaison : G+Q+E

a. (N^{max}, M^{corr}):

Tableau V.16 : ferrailage des poteaux carrés situation durable (N^{max} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm^2)	N^{max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	As (cm^2)	As' (cm^2)	As min (cm^2) RPA
RDC-1er	60x60	-1626,7	0	SEC	0	0	32,4
2eme-3eme	55x55	-1297,3	6,51	SEC	0	0	27,23
4eme	50x50	-993,26	7,34	SEC	0	0	22,5
5eme-6eme	45x45	-846,49	6,97	SEC	0	0	18,23
7eme-8eme	40x40	-564,28	7,72	SEC	0	0	14,4
9eme-10eme	35x35	-290,68	-8	SEC	0	0	11,03

b. (M^{max} , N^{corr})**Tableau V.17** : ferrailage des poteaux carrés situation durable (M^{max} , N^{corr})

Niveaux	Sections (cm^2)	M^{max} (KN.m)	N^{corr} (KN.)	Sollicitation	As (cm^2)	As' (cm^2)	As min (cm^2) RPA
RDC-1er	60x60	-31,35	-1032,87	SEC	0	0	32,4
2eme-3eme	55x55	-27,4	-789,56	SEC	0	0	27,23
4eme	50x50	-24,28	-674,79	SEC	0	0	22,5
5eme-6eme	45x45	-27,18	-471,02	SEC	0	0	18,23
7eme-8eme	40x40	-26,29	-310,5	SEC	0	0	14,4
9eme-10eme	35x35	- 26,6	- 87,2	SPC	0,79	0	11,03

c. (N^{min} , M^{corr})**Tableau V.18** : ferrailage des poteaux carrés situation durable (N^{min} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm^2)	N^{min} (KN.)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	As (cm^2)	As' (cm^2)	As min (cm^2) RPA
---------	---------------------	-----------------	-------------------	---------------	---------------	----------------	-----------------------

RDC-1er	60x60	-965,34	20,75	SEC	0	0	32,4
2eme-3eme	55x55	-741,97	19,74	SEC	0	0	27,23
4eme	50x50	-636,3	19,88	SEC	0	0	22,5
5eme-6eme	45x45	-437,4	19,74	SEC	0	0	18,23
7eme-8eme	40x40	-251,19	18,74	SEC	0	0	14,4
9eme-10eme	35x35	-76	22,21	SPC	0,62	0	11,03

Combinaison : 0,8G+E

a. (N^{max} , M^{corr})

Tableau V.19 : ferrailage des poteaux carrées situation durable (N^{max} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm^2)	N^{max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	As (cm^2)	As' (cm^2)	As min (cm^2) RPA
RDC-1er	60x60	-1095,8	0	SEC	0	0	32,4
2eme-3eme	55x55	-873,47	4,31	SEC	0	0	27,23
4eme	50x50	-669,1	4,97	SEC	0	0	22,5
5eme-6eme	45x45	-570,91	4,75	SEC	0	0	18,23
7eme-8eme	40x40	-383,07	-4,74	SEC	0	0	14,4
9eme-10eme	35x35	-201,89	- 5	SEC	0	0	11,03

b. (M^{max} , N^{corr})

Tableau V.20 : ferrailage des poteaux carrées situation durable (M^{max} , N^{corr})

Niveaux	Sections (cm^2)	M^{max} (KN.m)	N^{corr} (KN.)	Sollicitation	As (cm^2)	As' (cm^2)	As min (cm^2) RPA
RDC-1er	60x60	-20,06	-723,91	SEC	0	0	32,4
2eme-3eme	55x55	-17,52	- 551,14	SEC	0	0	27,23
4eme	50x50	-15,51	-470,14	SEC	0	0	22,5
5eme-6eme	45x45	-17,35	-328,13	SEC	0	0	18,23

7eme-8eme	40x40	-16,72	-189,92	SEC	0	0	14,4
9eme-10eme	35x35	-17,7	-60,9	SPC	0,48	0	11,03

c. (N^{min}, M^{corr})

Tableau V.21 : ferrailage des poteaux carrés situation durable (N^{min}, M^{corr})

Niveaux	Sections (cm^2)	N^{min} (KN.)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	As (cm^2)	As' (cm^2)	As min (cm^2) RPA
RDC-1er	60x60	-678,8	13,18	SEC	0	0	32,4
2eme-3eme	55x55	-519,6	12,51	SEC	0	0	27,23
4eme	50x50	-444,8	12,59	SEC	0	0	22,5
5eme-6eme	45x45	-304,7	12,48	SEC	0	0	18,23
7eme-8eme	40x40	-174,3	11,9	SEC	0	0	14,4
9eme-10eme	35x35	-52,06	15,19	SEC	0,41	0	11,03

- **Choix des armatures**

Tableau V.22 : choix des armatures des poteaux

Niveaux	Section (cm^2)	As^{cal} (cm^2)	As^{min} (cm^2)	As^{max} ZC (cm^2)	As^{max} ZR (cm^2)	Choix des Armatures	As^{adop} (cm^2)
RDC-1er	60x60	0	32,4	108	216	12T16+8T14	36,45
2eme-3eme	55x55	0	27,23	90,75	181,5	10T16+6T14	29,35
4eme	50x50	0	22,5	75	150	12T16	24,13
5eme-6eme	45x45	0	18,23	60,75	121,5	12T14	18,47

7eme- 8eme	40x40	0	14,4	48	96	4T14+8T12	15,21
9eme- 10eme	35x35	1,34	11,03	36,75	73,5	12T12	13,57

V.3.4. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

- **Béton** : on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M^{ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

- **Acier** : Fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ pas de vérification

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \sigma_s = \xi_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max} (0,5 f_e; 110 \sqrt{n f_t j}) \right)$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 0,8 \xi_s$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.23 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{max} , M^{corr})

Niveau x	Section ns (cm^2)	N_{ser}^{max} (KN)	M_{ser}^{corr} (KN.m))	As^{adop} (cm^2)	σ_s (MP a)	α_s (MP a)	σ_{bc} (MP a)	α_{bc} (MP a)	vérificatio ns
RDC- 1er	60x60	1626,7	0	36,45	0	250	0	18	ok
2eme- 3eme	55x55	1297,3	6,51	29,35	5,35	250	0,23	18	ok
4eme	50x50	993,26	7,34	24,13	7,89	250	0,35	18	ok
5eme- 6eme	45x45	846,49	6,97	18,47	10,83	250	0,51	18	ok
7eme- 8eme	40x40	564,28	7,72	15,21	16,43	250	0,72	18	ok
9eme- 10eme	35x35	290,68	8	13,57	22,02	250	1,12	18	ok

Tableau V.24 : Vérification des contraintes pour les poteaux (M^{max} , N^{corr})

Niveau x	Section s (cm^2)	M_{ser}^{max} (KN)	N_{ser}^{corr} (KN.m)	As^{adop} (cm^2)	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	verific ations
RDC- 1er	60x60	31,34	1032,87	36,45	20,35	250	0,87	18	ok
2eme- 3eme	55x55	27,4	789,56	29,35	22,51	250	0,99	18	ok
4eme	50x50	24,28	674,8	24,13	26,08	250	1,17	18	ok
5eme- 6eme	45x45	27,18	471,02	18,47	42,24	250	1,79	18	ok
7eme- 8eme	40x40	26,3	310,5	15,21	56	250	2,47	18	ok
9eme- 10eme	35x35	26,6	87,2	13,57	73,22	250	12,2	18	ok

- **Vérification de l'effort tranchant**

- a. **Vérification de la contrainte de cisaillement**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Poteaux

Ou τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : Effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale a :

-Selon BAEL 91 :

—
 $\tau_u = \text{Min} (0,13 f_{c28}; 5MPa)$ Fissuration peu nuisible
 —

$\tau_u = \text{Min} (0,10 f_{c28}; 4MPa)$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable

-Selon RPA99 ver2003 :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$ Si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ Si l'élancement $\lambda \leq 5$

Avec :

λ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration

I : moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée

B : Section du poteau

Lf : Longueur de flambement

Tableau V.25 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Tu (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	τ_u^{RPA} (MPa)	τ_u^{BAEL} (MPa)	vérification
RDC-1 ^{er}	60x60	18,5	0,051	13,74	0,075	2,25	3	ok
2eme-3eme	55x55	22,93	0,0758	13,47	0,075	2,25	3	ok
4eme	50x50	13,67	0,0547	14,82	0,075	2,25	3	ok
5eme-6eme	45x45	25,67	0,127	16,47	0,075	2,25	3	ok
7eme-8eme	40x40	18,54	0,116	18,53	0,075	2,25	3	ok
9eme-10eme	35x35	19,11	0,156	21,18	0,075	2,25	3	Ok

V.3.5. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du CBA93 et celles des RPA99 version 2003, elles sont données comme suit :

-Selon CBA 93 :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales

b : Largeur de la section droite

h : Hauteur de la section droite

S_t : Espacement des armatures transversales

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales

-Selon le RPA99 version 2003

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales

S_t : Espacement des armatures transversales

T_u : Effort tranchant a l'ELU

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

h : Hauteur totale de la section brute

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant

ρ_a : 2,5 Si $\lambda_g \geq 5$

ρ_a : 3,75.... Si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm} \Rightarrow \text{zone nodale (zone IIb)}$

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right) \Rightarrow \text{zone courante (zone IIb)}$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots si \lambda_g \leq 3 \\ interpolation entre les valeurs limites précédentes si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau ($\lambda_g = \frac{L_f}{a}$)

a : Dimension de la section droite du poteau

L_f : Longueur du flambement du poteau

Pour les armatures transversales $f_e = 500 \text{ MPa}$ (FeE500)

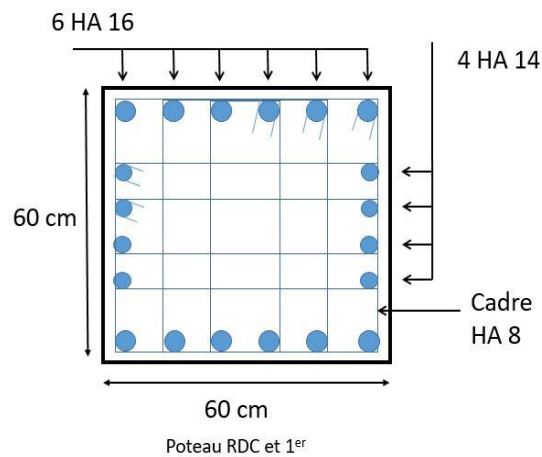
Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

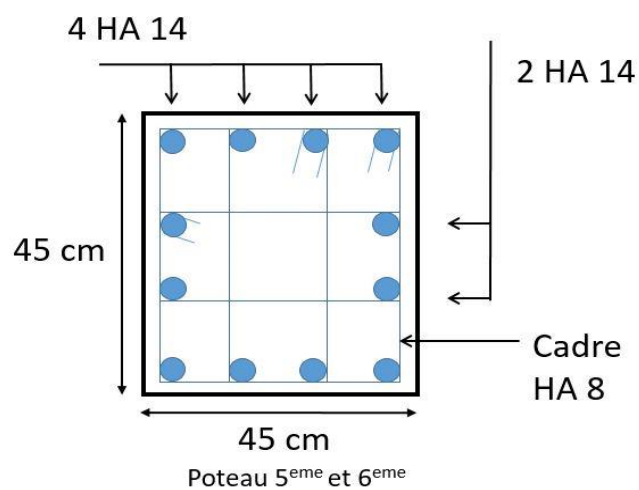
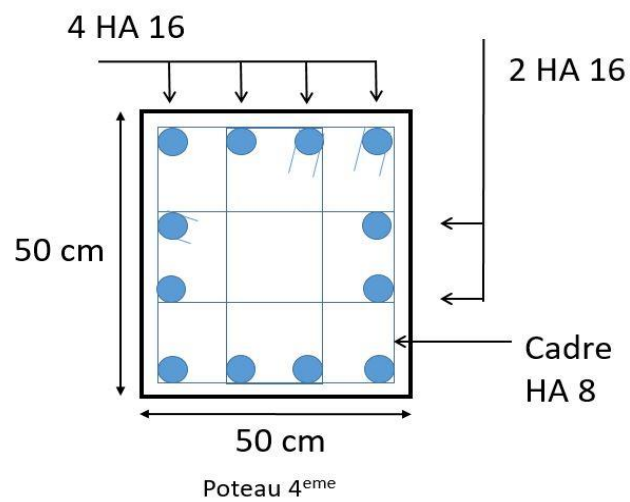
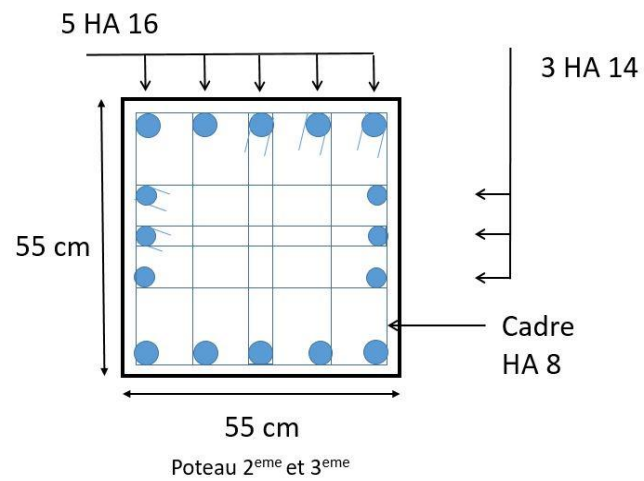
Tableau V.26 : Espacement maximale selon RPA99 des poteaux :

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	St (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC-1^{ER}	60x60	12T16+8T14	16 et 14	10	15
2eme -3ème	55x55	10T16+6T14	16 et 14	10	15
4ème	50x50	12T16	16	10	15
5eme – 6eme	45x45	12T14	14	10	14
7ème -8ème	40x40	4T16+8T12	14 et 12	10	14
9ème - 10ème	35x35	12T12	12	10	10

Tableau V.27 : choix des armatures transversales pour les poteaux :

Niveaux	Section (cm ²)	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T^{max} (KN)	Zone	St (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	choix	A_s^{adp}
RDC-1^{ER}	60x60	2,38	3,97	3,75	18,5	N	10	0,04	6T8	3,02
						C	15	0,06	6T8	3,02
2eme et 3éme	55x55	2,14	3,89	3,75	22,93	N	10	0,06	5T8	2,51
						C	15	0,08	5T8	2,51
4éme	50x50	2,14	4,28	3,75	13,67	N	10	0,03	4T8	2,02
						C	15	0,05	4T8	
5eme-6eme	45x45	2,14	4,76	3,75	25,67	N	10	0,06	4T8	2,02
						C	15	0,09	4T8	2,02
7éme - 8éme	40x40	2,14	5,35	2,5	18,54	N	10	0,03	4T8	2,02
						C	15	0,045	4T8	2,02
9éme - 10éme	35x35	2,14	6,11	2,5	19,11	N	10	0,03	4T8	2,02
						C	15	0,047	4T8	2,02





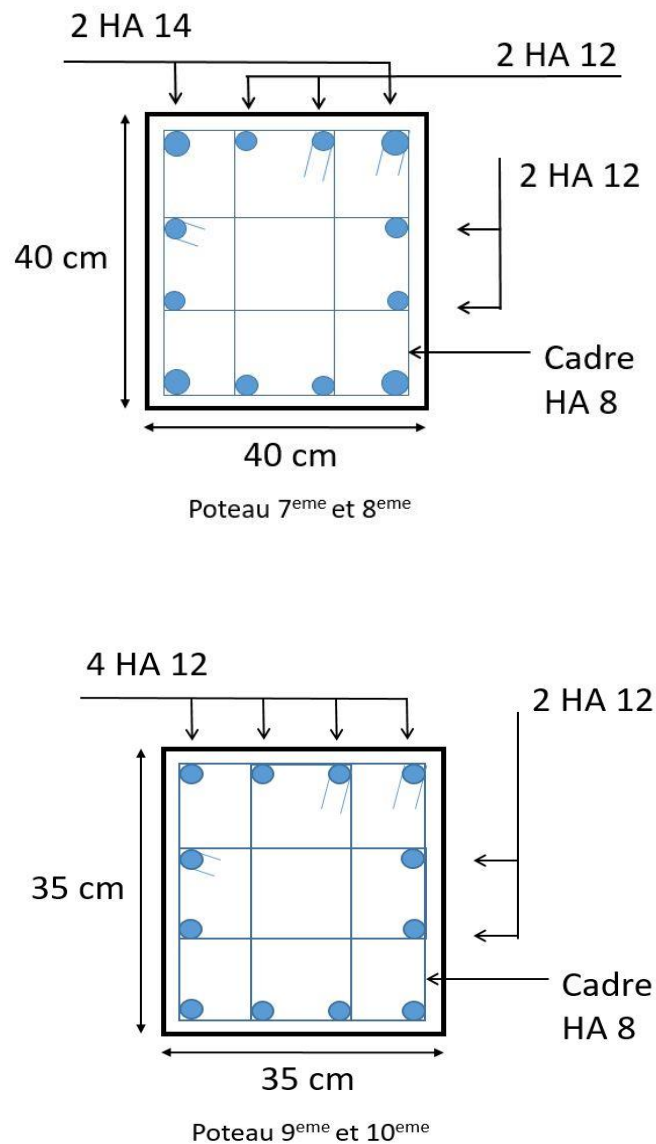


Figure V.2 : schémas de ferrailages des poteaux.

V.4. Les voiles :

V.4.1. Définition :

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement, soumis à des forces verticales ($G + Q$) et autres horizontales (E) dues aux séismes. Ils seront ferrillés en flexion composée de 3 types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.

- Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et les calculs on décompose notre bâtiment en Cinq zones :

Zone I : RDC+1^{er} étage.

Zone II : 2+3+4^{ème} étage

Zone III : 5+6+7^{ème} étages.

Zone IV : 8+9+10^{ème} étages.

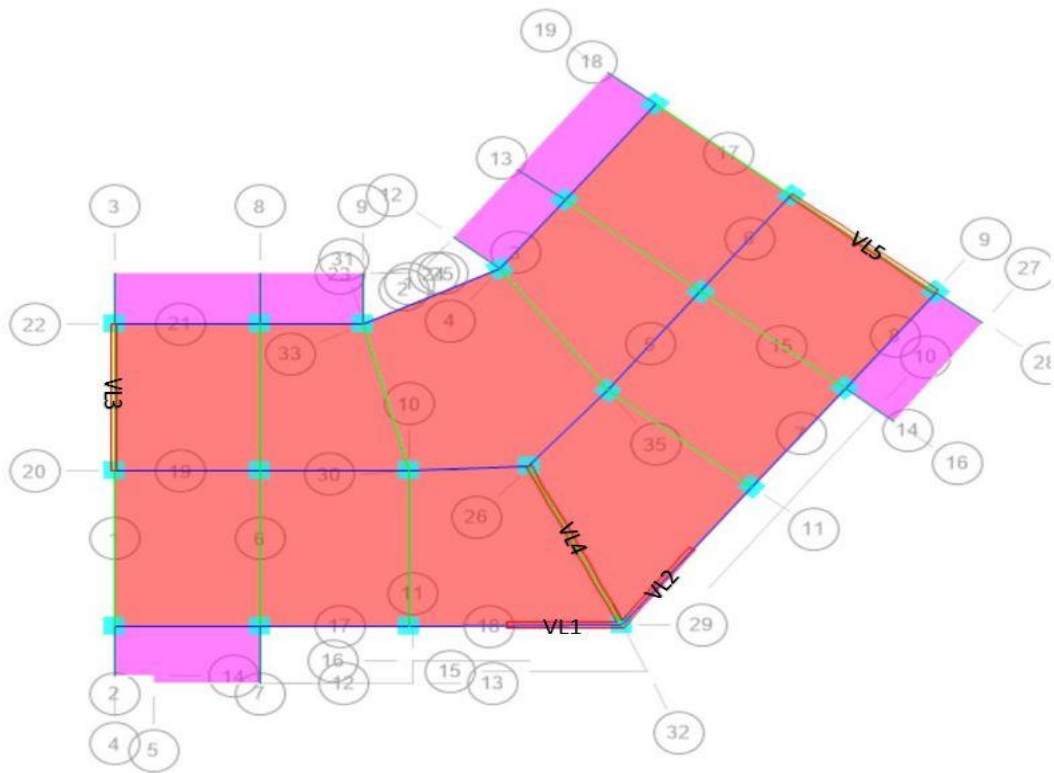


Figure V.3 : dispositions des voiles dans la structure

1. Armatures verticales :

On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I}$$

Avec : $B = L \cdot e_p$

B : section de béton.

L : Longueur du voile.

e_p : Epaisseur du voile.

Et : $V = V' = 2/L$

V, V' : distance entre axe neutre et fibre tendue ou comprimée.

I : Moment d'inertie du voile.

M : moment dans le voile.

N : Effort normal dans le voile.

-Le calcul se sera pour des bandes de longueur « d », tel que :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right)$$

L_c : Longueur de la zone comprimée.

L_t : Longueur de la zone tendue.

h_e : hauteur d'étage

Avec :

$$L_T = L - L_c$$

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

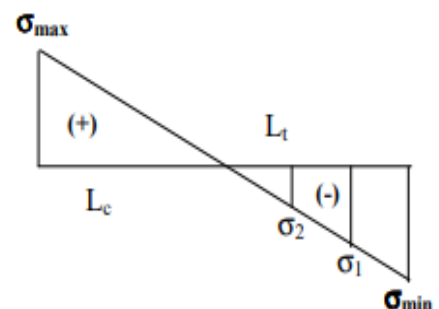
On détermine les efforts agissant dans chaque bande « d » selon les cas suivants :

1^{er} Cas : Section partiellement comprimée (SPC) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \cdot e \quad \text{ET} \quad N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \cdot e$$

Les sections d'armatures sont données par :

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_{st}} \quad \text{Et :} \quad A_{V2} = \frac{N_2}{\bar{\sigma}_{st}}$$



Avec :

A_{v1}, A_{v2} : Sections d'armatures verticales.

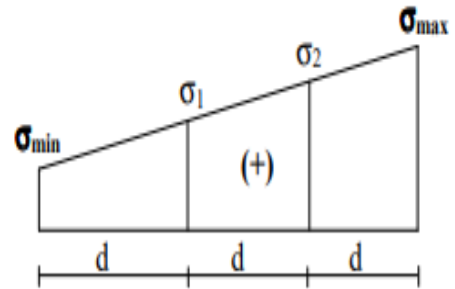
-Situation accidentelle : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa}$.

2ème Cas : Section entièrement comprimée (SEC) :

Les efforts normaux sont donnés comme suit :

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d.e \quad \text{ET} \quad N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d.e$$

$$A_{v1} = \frac{N_1 - B f_{bc}}{\bar{\sigma}_{st}} \quad \text{et} : \quad A_{v2} = \frac{N_2 - B f_{bc}}{\sigma_{st}}$$



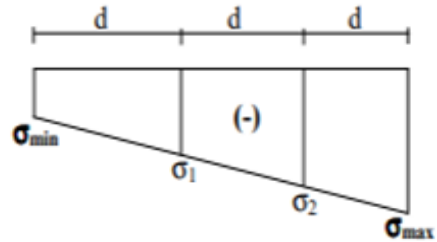
-Situation accidentelle : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa}$.

$$-f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1} = \frac{0,85 \cdot 30}{1} = 25,5 \text{ MPa}$$

3ème Cas : Section entièrement Tendue (SET) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d.e \quad \text{ET} \quad N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d.e$$

$$A_{v1} = \frac{N_1 - B f_{bc}}{\bar{\sigma}_{st}} \quad \text{et} : \quad A_{v2} = \frac{N_2 - B f_{bc}}{\sigma_{st}}$$



- Sections d'armatures minimales :

La section d'armature verticale doit respecter les conditions suivantes :

✓ Compression simple :

$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$0,2 \% \leq A_{min} \leq 5\%$. B Avec : B : section du béton comprimé.

✓ Traction simple :

$A_{min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_c}$ Le pourcentage minimal des armatures verticales de la zone tendue doit être supérieur au moins égale à 0,2% de la section horizontale de la section du béton tendu.

2. Armatures horizontales :

La section d'armature horizontale est donnée par :

- D'après le BAEL91 : $A_h \geq \frac{A_v}{4}$
- D'après le RPA99 : $A_h \geq 0,15\% . B$ Globalement dans la section du voile.

$$A_h \geq 0,10\% . B$$

Avec :

B : section du béton.

A_v : section d'armatures verticales adoptée.

Ces armatures horizontales doivent être munies de crochets de 135° ayant une longueur de 10ϕ et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

3. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont généralement des épingles, elles ont pour rôle de :

- Relier les deux nappes d'armatures verticales avec au moins 4 épingles par mètre carré.
- Renforcer les parties extérieures du refend et d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'effet de la compression.

- **Les potelets :**

A chaque extrémité du trumeau, les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du trumeau. La section d'armatures des potelets doit être supérieure ou égale à 4HA10.

- **Dispositions constructives :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur ou égal à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30cm)$$

Avec :

e : épaisseur du voile

-A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres verticales doit être réduit de moitié sur une longueur égale à 1/10 de la longueur du voile et ne doit pas dépasser une longueur de 15cm.

-Le diamètre des armatures verticales et horizontales respectivement ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur (e) du voile.

-Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✓ 40Ø pour les barres situées dans les zones comprimées où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées, sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

• **Vérification à L'ELS :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{B + 15.A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 18MPa.$$

Avec :

N : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b = \frac{1,4.V_{u,calculé}}{b_0.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2.f_{c28} = 6MPa.$$

Avec :

b₀ : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile (d = 0,9 h).

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,5 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = 4MPa$$

V.4.2. Exemple de calcul : on fait les calculs du voile (VL1) (Y-Y) : (zone I)

- **Caractéristique géométrique :** (L=4,4m ; B=0,66m² ; e=0,15m)

$$\sigma_{max} = -7002.$$

$$\sigma_{min} = -4879,9$$

⇒ la section est entièrement tendue.

- **Détermination des armatures :**

$$\sigma_1 = \frac{d}{L} (\sigma_{Max} - \sigma_{min}) + \sigma_{min} = -5410,425$$

$$\sigma_2 = -6471,475$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \cdot e = -3072$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \cdot e = -1960,51$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{min} = \max \left(0,002B ; \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{min} = \max(13,2 ; 31,68cm^2)$$

$$A_{min} = 31,68cm^2$$

- **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{3072 \times 10}{500} = 61,44$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = \frac{1960,51 \times 10}{500} = 39,21$$

Soit : $20T14 = 30,79 \text{ cm}^2/\text{nappe}$

- **Armatures horizontales :**

$$A_h \geq \left(\frac{A_v}{4}; 0,15\% . B \right).$$

$$A_h \geq (7,69 ; 9,9)$$

Soit : $10T12 = 11,31\text{cm}^2 \text{ esp } 25\text{cm}.$

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées u minimum par (04) épingles au mètre carré soit Ha8.

Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min(1,5e; 30\text{cm}) = 30\text{cm}. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

D'apres le BAEL 91:

$$\tau_u = \frac{661,4 \times 10^3}{4400 \times 150} = 1,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 661,4 \times 10^3}{4400 \times 150} = 1,4 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 . f_{c28} = 6 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte du béton à ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{1981,57 \times 10^3}{150 \times 4400 + 15 \times 30,79 \times 10^2} = 3 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

- **Vérification de la contrainte du béton**

Tableau V.28 : Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux ci-dessous :
(VL1) (X-X) (L=2,7m)

ZONE		ZONE I	ZONE II	ZONE III	ZONE IV
Géométrie	L(m)	2,7	2,7	2,7	2,7

	e(m)	0,15	0,15	0,15	0,15
	B (m²)	0,405	0,405	0,405	0,405
Ferrailage	M	-25,45	11,8	10,52	25,09
	N	-945,94	-792,15	-588,05	-300,5
	V_u	209,05	211,4	158,9	105,59
	σ_{max}	-2472,98	-2020,3	-1509,4	-879,7
	σ_{min}	-2198,62	-1890,8	-1394,2	-604,25
	nature de la section	SET	SET	SET	SET
	L_t	2,7	2,7	2,7	2,7
	L_c	0	0	0	0
	D	0,675	0,675	0,675	0,675
	σ_1	-2267,21	-1923,18	-1423	-673,11
	σ_2	-2404,39	-1987,92	-1480,6	-810,83
	N_1	719,92	598,91	445,36	235,83
	N_2	236,5	198	147	75,12
	A_{V1}	14,36	11,97	8,9	4,71
	A_{V2}	4,73	3,96	2,94	1,5
	A_{min}	19,44	19,44	19,44	19,44
		9,72	9,72	9,72	9,72
	$A_{v,adp/napp}$	15,83	15,83	15,83	15,83
	Choix	14T12	14T12	14T12	14T12
	Espacement	20	20	20	20
	A_h	11,31	11,31	11,31	11,31
	Choix	10T12	10T12	10T12	10T12
	Espacement	25	25	25	25
	A_t	4 épingles De HA8/m²			
Vérification Des contraintes A l'ELS	τ_u	0,51	0,52	0,4	0,26
	τ_b	0,72	0,73	0,55	0,37
	σ_b	2,33	1,95	1,45	0,74

Tableaux V.29 : Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux ci-dessous : (VL2) (X-X) (L=2,7m)

ZONE		ZONE I	ZONE II	ZONE III	ZONE IV
Géométrie	L(m)	2,7	2,7	2,7	2,7
	e(m)	0,15	0,15	0,15	0,15
	B (m ²)	0,405	0,405	0,405	0,405
Ferrailage	M	50,27	-2,81	-17,48	-31,39
	N	-993,54	-824,62	-587,86	-299,35
	V_u	307,4	176,1	128,2	44,02
	σ_{max}	-2727,8	-2051,47	-1544,88	-908,37
	σ_{min}	-2175,85	-2020,63	-1358,3	-568,18
	nature de la section	SET	SET	SET	SET
	L_t	2,7	2,7	2,7	2,7
	L_c	0	0	0	0
	D	0,675	0,675	0,675	0,675
	σ_1	-2313,84	-2028,34	-1404,95	-653,23
	σ_2	-2589,81	-2043,76	-1498,23	-823,32
	N_1	765,7	619,62	448	237,17
	N_2	248,25	206,15	146,97	74,75
	A_{V1}	15,31	12,39	8,96	4,74
	A_{V2}	4,97	4,12	2,93	1,5
	A_{min}	19,44	19,44	19,44	19,44
		9,72	9,72	9,72	9,72
	$A_{v,adp/napp}$	15,83	15,83	15,83	15,83
	Choix	14HA12	14HA12	14HA12	14HA12
	Espacement	20	20	20	20
	A_h	11,31	11,31	11,31	11,31
	Choix	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12
	Espacement	25	25	25	25
	A_t	4 épingles De HA8/m²			

Vérification Des contraintes A l'ELS	τ_u	0,75	0,43	0,32	0,11
	τ_b	1,06	0,61	0,44	0,15
	σ_b	2,45	2,04	1,45	0,74

Tableau V.30 : Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux ci-dessous :
(VL3) (Y-Y) (1,4m)

ZONE		ZONE I	ZONE II	ZONE III	ZONE IV
Géométrie	L(m)	1,4	1,4	1,4	1,4
	e(m)	0,15	0,15	0,15	0,15
	B (m²)	0,21	0,21	0,21	0,21
Ferrailage	M	-334,14	336,14	394,4	256,47
	N	-1958,58	-1761,89	-1423,19	-774,55
	V_u	35,39	145,525	143,3741	773,15
	σ_{max}	-16145,755	-1529,95	1271,884	1688,605
	σ_{min}	-2507,388	-15249,952	-14826,075	-8779,558
	nature de la section	SET	SET	SPC	SPC
	L_t	4,4	4,4	1,3	1,2
	L_c	0	0	0,1	0,2
	D	0,35	0,35	0,43	0,43
	σ_1	-5916,97	-11819,62	-3614,99	-1526,62
	σ_2	-12736,16	-4959,84	/	/
	N_1	-1737,44	-1321,42	-74,69	5,16
	N_2	-979,29	-880,92	-116,58	-49,23
	A_{V1}	29,87	23,43	1,5	0,1
	A_{V2}	19,6	17,62	2,33	0,98
	A_{min}	10,08	10,08	10,08	10,08
		5,04	5,04	5,04	5,04

	$A_{v,adp/napp}$	15,39	15,39	15,39	15,39
	Choix	10T14	10T14	10T14	10T14
	Espacement	15	15	15	15
	A_h	11,31	11,31	11,31	11,31
	Choix	10T12	10T12	10T12	10T12
	Espacement	25	25	25	25
	A_t	4 épingles HA8/m2			
Vérification Des contraintes A l'ELS	τ_u	0,16	0,69	0,68	3,6
	τ_b	0,24	0,97	0,95	5,15
	σ_b	9,32	8,38	6,78	3,68

Tableau V.31 : Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux ci-dessous :
(VL3) (Y-Y) (L=1,05m)

ZONE		ZONE I	ZONE II	ZONE III	ZONE IV
Géométrie	L(m)	1,05	1,05	1,05	1,05
	e(m)	0,15	0,15	0,15	0,15
	B (m²)	0,158	0,158	0,158	0,158
Ferrailage	M	-334,14	336,14	394,4	256,47
	N	-1958,58	-1761,89	-1423,19	-774,55
	V_u	188,75	176,52	149,97	85,6
	σ_{max}	-24549,6	1004,44	5259,8	4373,69
	σ_{min}	-313,8	-23376,5	-23329,7	-14202,2
	nature de la section	SET	SPC	SPC	SPC
	L_t	1,05	1,01	0,85	0,8
	L_c	0	0,04	0,2	0,25
	D	0,26	0,5	0,43	0,4
	σ_1	-6315,04	-11688,25	-11527,62	-7101,1

	σ_2	-18548,35	/	/	/
	N_1	1237,8	475,98	541,39	344,24
	N_2	484,83	438,3	371,76	213,03
	A_{V1}	23,34	9,51	10,82	6,88
	A_{V2}	9,7	8,76	7,43	4,26
	A_{min}	7,58	7,58	7,58	7,58
	$A_{min}/napp$	3,79	3,79	3,79	3,79
	$A_{v,adp}/napp$	12,32	12,32	12,32	12,32
	Choix	8T14	8T14	8T14	8T14
	Espacement	15	15	15	15
	A_h	11,31	11,31	11,31	11,31
	Choix	10T12	10T12	10T12	10T12
	Espacement	25	25	25	25
	A_t	4 épingles HA8/m2			
Vérification Des contraintes A l'ELS	τ_u	1,2	1,12	0,95	0,54
	τ_b	1,68	1,6	1,33	0,8
	σ_b	12,42	11,17	9,03	4,9

Tableau V.32 : Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux ci-dessous :
(VL4) (Y-Y) (L=4,4m)

ZONE		ZONE I	ZONE II	ZONE III	ZONE IV
Géométrie	L(m)	4,4	4,4	4,4	4,4
	e(m)	0,15	0,15	0,15	0,15
	B (m²)	0,66	0,66	0,66	0,66
Ferrailage	M	-513,54	-455,03	-445,69	-280,86
	N	-3921,06	-3302,62	-2458,66	-1306,54
	V_u	661,4	544,55	348,3	163,2
	σ_{max}	-7002	-5944,1	-4646,09	-2559,895
	σ_{min}	-4879,9	-4063,8	-2804,4	-1399,3

	nature de la section	SET	SET	SET	SET
	L_t	4,4	4,4	4,4	4,4
	L_c	0	0	0	0
	D	1,1	1,1	1,1	1,1
	σ_1	-5410,425	-4533,9	-3264,8	-1690,05
	σ_2	-6471,475	-5474	-4185,66	-2270,34
	N_1	-3072	-2593,3	-1957,9	-979,9
	N_2	-1960,51	-1651,3	-861,75	-653,46
	A_{V1}	61,44	51,8	39,16	19,6
	A_{V2}	39,21	33	17,23	13,07
	A_{min}	31,68	31,68	31,68	31,68
	$A_{min}/napp$	15,84	15,84	15,84	15,84
	$A_v \text{ adp}/napp$	30,79	30,79	30,79	30,79
	Choix	20T14	20T14	20T14	20T14
	Espacement	20	20	20	20
	A_h	11,31	11,31	11,31	11,31
	Choix	10T12	10T12	10T12	10T12
	Espacement	25	25	25	25
	A_t	4 épingles HA8/m2			
Vérification Des contraintes à l'ELS	τ_u	1,01	0,82	0,53	0,25
	τ_b	1,4	1,16	0,73	0,35
	σ_b	3	2,55	1,94	1,07

Tableau V.33 : Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux ci-dessous :
(VL5) (Y-Y) (1,4m)

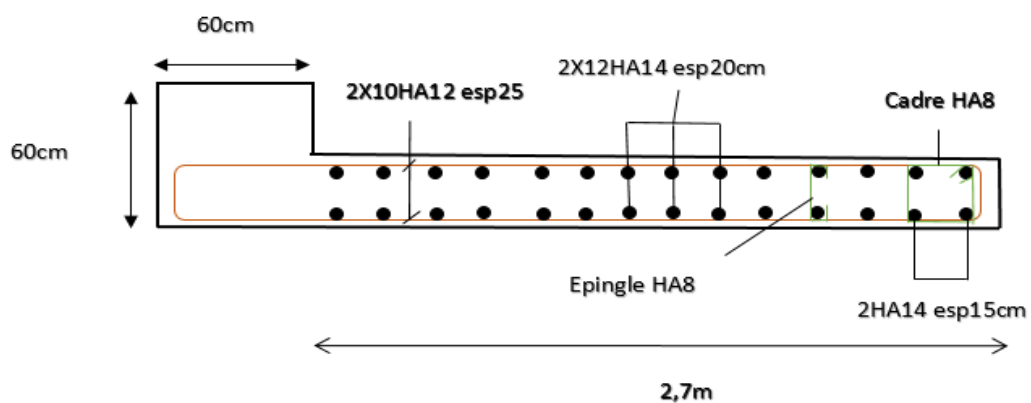
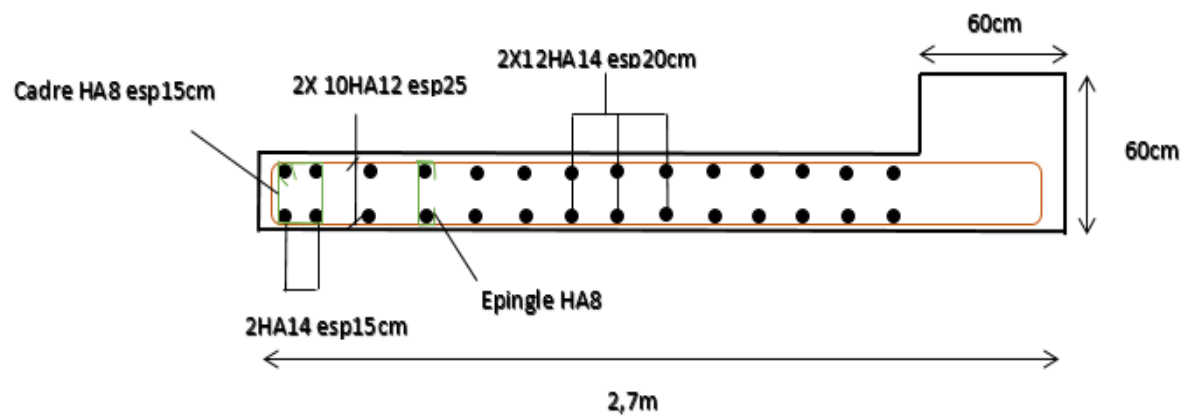
ZONE		ZONE I	ZONE II	ZONE III	ZONE IV
Géométrie	L(m)	1,4	1,4	1,4	1,4
	e(m)	0,15	0,15	0,15	0,15
	B (m²)	0,21	0,21	0,21	0,21

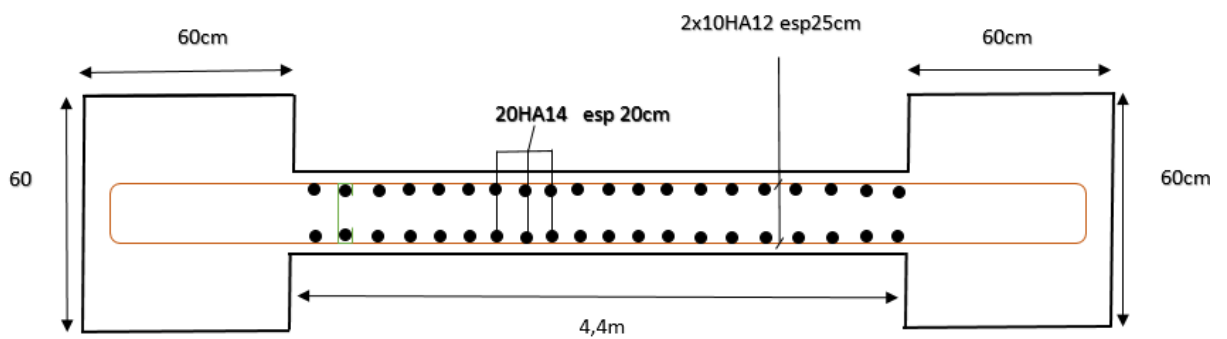
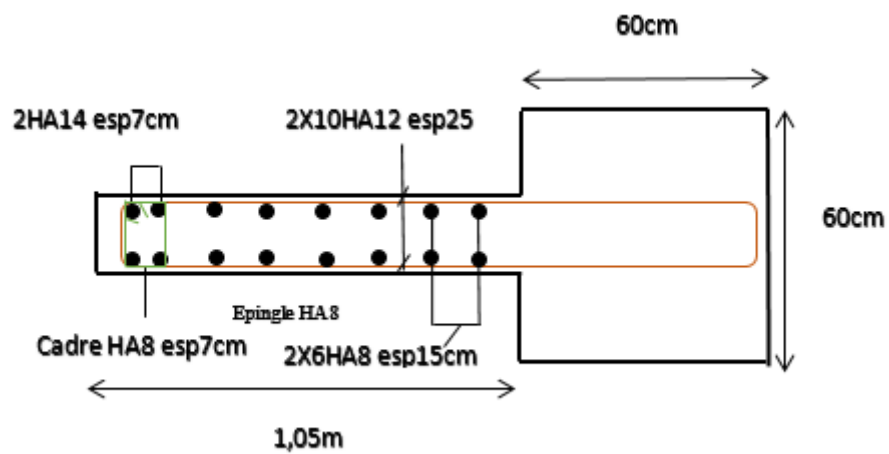
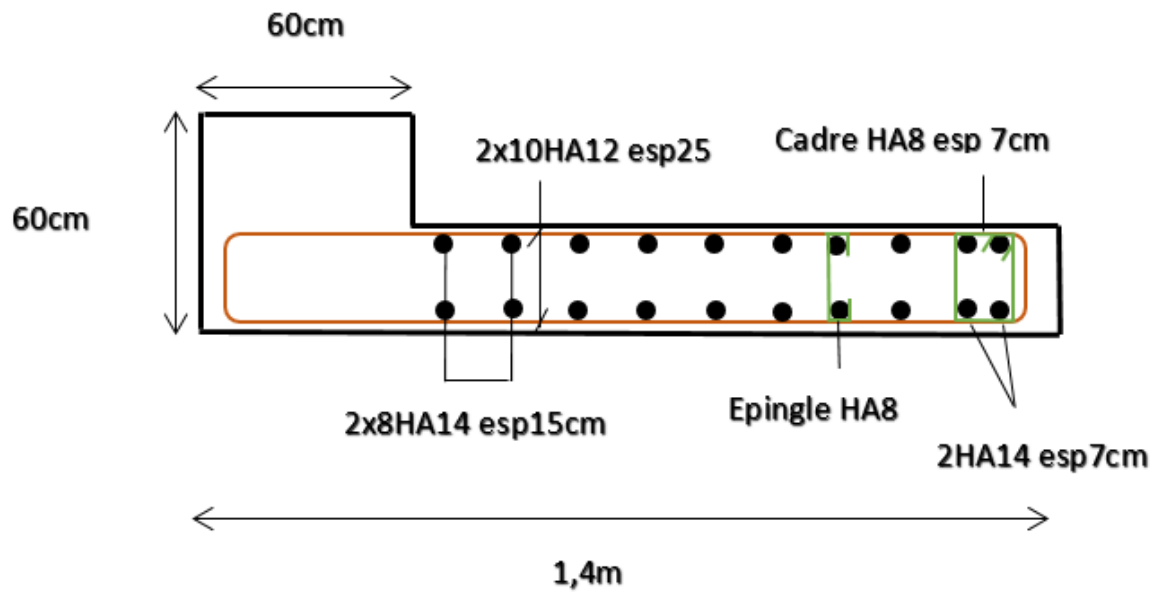
Ferrailage	M	-334,14	336,14	394,4	256,47
	N	-1958,58	-1761,89	-1423,19	-774,55
	V_u	35,39	145,525	143,3741	773,15
	σ_{max}	-16145,755	-1529,95	1271,884	1688,605
	σ_{min}	-2507,388	-15249,952	-14826,075	-8779,558
	nature de la section	SET	SET	SPC	SPC
	L_t	4,4	4,4	1,3	1,2
	L_c	0	0	0,1	0,2
	D	0,35	0,35	0,43	0,43
	σ_1	-5916,97	-11819,62	-3614,99	-1526,62
	σ_2	-12736,16	-4959,84	/	/
	N_1	-1737,44	-1321,42	-74,69	5,16
	N_2	-979,29	-880,92	-116,58	-49,23
	A_{V1}	29,87	23,43	1,5	0,1
	A_{V2}	19,6	17,62	2,33	0,98
	A_{min}	10,08	10,08	10,08	10,08
		5,04	5,04	5,04	5,04
	$A_{v\text{adp/napp}}$	15,39	15,39	15,39	15,39
	Choix	10T14	10T14	10T14	10T14
	Espacement	15	15	15	15
	A_h	11,31	11,31	11,31	11,31
	Choix	10T12	10T12	10T12	10T12
	Espacement	25	25	25	25
	A_t	4 épingles HA8/m2			
Vérification Des contraintes A l'ELS	τ_u	0,16	0,69	0,68	3,6
	τ_b	0,24	0,97	0,95	5,15
	σ_b	9,32	8,38	6,78	3,68

Tableau V.34 : Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux ci-dessous :
(VL5) (Y-Y) (1,3m)

ZONE		ZONE I	ZONE II	ZONE III	ZONE IV
Géométrie	L(m)	1,3	1,3	1,3	1,3
	e(m)	0,15	0,15	0,15	0,15
	B (m²)	0,195	0,195	0,195	0,195
Ferrailage	M	-334,14	336,14	394,4	256,47
	N	-1958,58	-1761,89	-1423,19	-774,55
	V_u	221,31	155,77	144,485	80,9907
	σ_{max}	-17952,639	-10793,57	2036,501	2098,25
	σ_{min}	-2135,361	-1699,13	-11633,3	-10042,35
	nature de la section	SET	SET	SPC	SPC
	L_t	1,3	1,3	1,16	1,07
	L_c	0	0	0,14	0,23
	D	0,325	0,325	0,29	0,27
	σ_1	-6089,68	-3972,74	-2485,05	-1917,5
	σ_2	-13779,31	-8394,04	/	/
	N_1	-1725,64	-1059,85	-145	-87,4
	N_2	-968,61	-602,88	-80,14	-77,29
	A_{V1}	30,3	21,2	2,9	1,75
	A_{V2}	19,37	12,06	1,6	1,55
	A_{min}	9,36	9,36	9,36	9,36
	$A_{min}/napp$	4,68	4,68	4,68	4,68
	$A_{v,adp}/napp$	15,39	15,39	15,39	15,39
	Choix	10HA14	10HA14	10HA14	10HA14
	Espacement	15	15	15	15
	A_h	11,31	11,31	11,31	11,31
	Choix	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12

	Espacement	25	25	25	25
	A_t	4 épingles HA8/m ²			
Vérification Des contraintes A l'ELS	τ_u	1,13	0,8	0,74	0,42
	τ_b	1,6	1,12	1,03	0,58
	σ_b	10,03	9,02	7,29	3,96





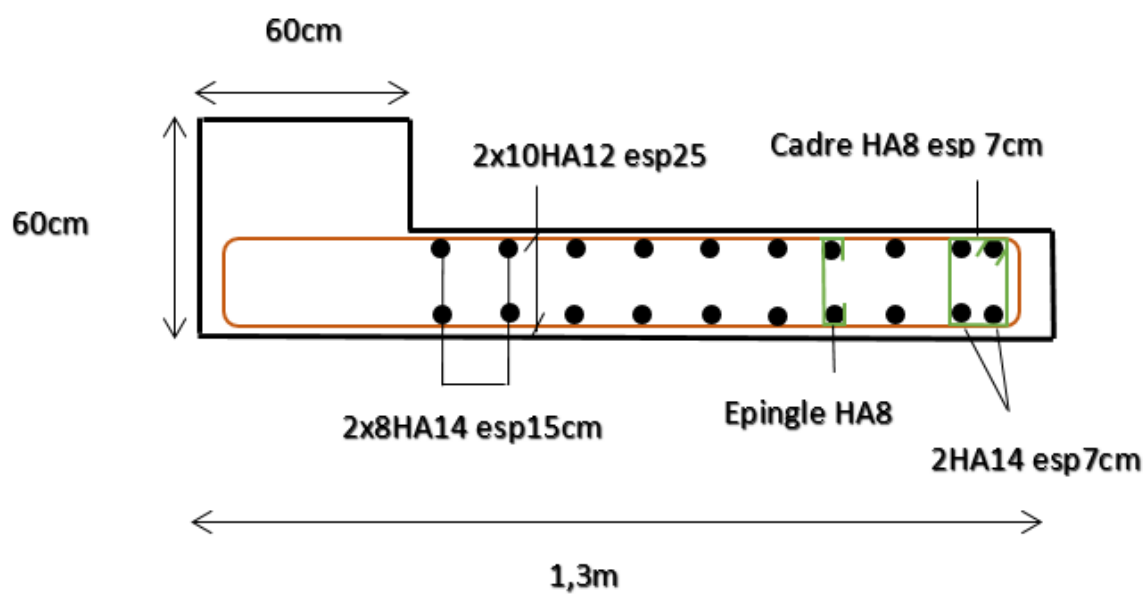


Figure V.4 : schémas de ferrailage des voiles.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation) de celui-ci.

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de sa construction, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol et les infiltrations dues à la présence éventuelle d'eau dans le terrain.

Suivant la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage à fonder, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur niveau de fondation, leur géométrie et leur fonctionnement

VI.2. Fonctions assurées par les fondations :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...).

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- ✓ Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient en principe de connaître les valeurs extrêmes.
- ✓ Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent, ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.

Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

VI.3. Choix de type de fondations :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ Les caractéristiques du sol support.
- ✓ La nature et l'homogénéité du sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.

- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ L'aspect économique.

VI.4. Calculs des fondations :

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit des semelles isolées, des semelles filantes ou un radier général :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Tel que : } \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations suivant (ETABS) :

$$N_{els}^{Max} = 2041,1931Kn.$$

$$\sigma_{sol} = 2,75bars$$

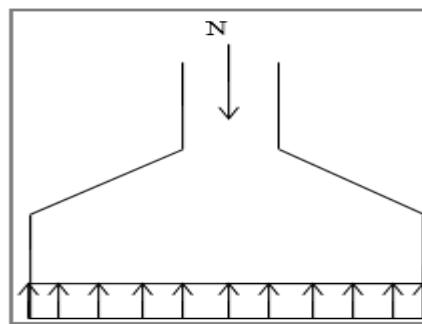


Figure VI.1 : schéma d'une Semelle isolée sous poteau.

VI.4.1. Semelle isolée :

On adoptera une semelle homothétique. C'est-à-dire que le rapport de A sur B est égal au rapport de a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = A^2$

- A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec : $A = \sqrt{S}$ et $\sigma_{sol} = 2.75 bars$

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égale à :

$$- NS = NG + NQ = 2041,1931 \text{ KN}$$

$$\text{On a: } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

$$S_{semelle} = \frac{2041,1931}{275} = 7,42 \text{ m}^2$$

$$A = B = \sqrt{S} = 2,72 \text{ m}$$

Donc on prend : $A = B = 3 \text{ m}$

- **Vérification de l'interférence entre deux semelles :**

$$L_{min} \geq 1,5 \times B$$

Avec :

L_{min} : Distance entre axe minimum entre deux poteaux. ($L_{min} = 2.70 \text{ m}$).

$$A = B = 3 \text{ m}$$

$$1,5 \times B = 4.5 \text{ m} \geq L_{min} = 2.70 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

Remarque :

D'après les résultats, il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.4.2. Semelles filantes :

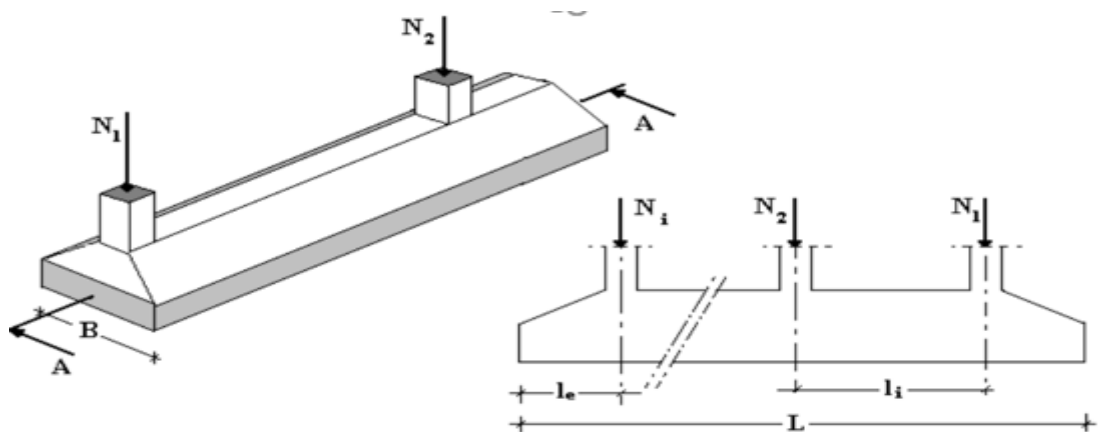


Figure VI.2 : Semelles filantes sous poteaux.

a. Hypothèse de Calcul :

- La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.
- Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.
- L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent sur le même axe.

b. Étapes de Calcul

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S}$$

Tel que : $N = \sum N_{si}$ de chaque file de poteaux calculé à l'ELS.

$S = B \times L$ avec **B** : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$B \geq \frac{N_s}{L \sigma_{sol}}$$

$$S = B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Les résultats des efforts des sections des semelles et des efforts sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Récapitulatif des sections de semelles filantes et des efforts normaux

Semelles filantes					
Files	N (KN)	L(m)	B(m)	B choisie (m)	S (m²)
A	9940,84	16,75	2,16	2,5	41,88
B	12144,71	27,66	1,6	2	55,32
C	12580,77	26,4	1,73	2	52,8
1	5238,59	9,35	2,04	2,5	23,38

2	4131,59	5	3	3	15
3	5202,14	9,35	2,02	2,5	23,38
					$\Sigma S=211,75$

• **Vérification :**

Il faut vérifier que :

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{211,75}{223,35} = 94\% > 50\%$$

Remarque :

D'après les résultats, il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude du radier général.

Conclusion :

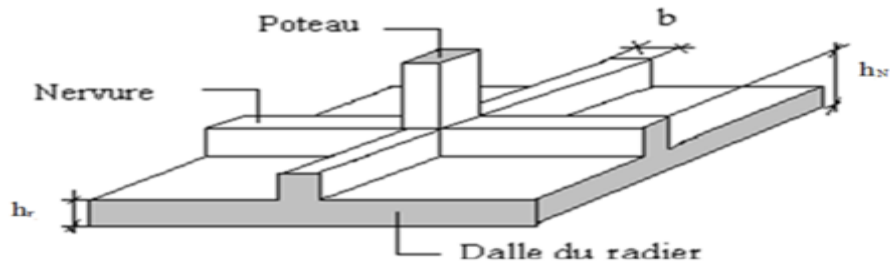
La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour ancrer l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- ✓ Une meilleure distribution des charges sur le sol.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité d'exécution.

VI.4.3. Radier générale :

VI.4.3.1. Pré dimensionnement du radier :



FigureVI.3 : Radier général nervuré.

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée. Dans ce cas, la dalle est mince mais elle sera raidie par des nervures croisées.

Dans notre cas, on a opté pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

VI.4.3.2. Surface nécessaires :

Pour déterminer la surface du radier, il faut que :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

Tel que :

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$N_{ser} = 36218,11 \text{ kN} \quad (\text{Obtenu à partir de l'ETABS}).$$

$$\text{et : } \sigma_{sol} = 2.75 \text{ bars}$$

$$S_{nec} \geq 131,7 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{nec}}{S_b} = \frac{131,7}{223,35} = 58,97\% > 50\%$$

⇒ La surface totale du radier devient la surface du bâtiment $S_{rad} = 223,35 \text{ m}^2$

Un radier général ne peut jouer efficacement son rôle (répartition des charges) que s'il est raide vis-à-vis du sol sous-jacent, et de ce fait son épaisseur doit être assez importante ; Nous avons opté pour un radier nervuré. Toutefois, cette approche ne peut être adoptée que si :

- ✓ Pour les nervures de hauteur h et de portée L (entre-axes des poteaux)
- ✓ $h_n \geq L/10$ - pour la dalle d'épaisseur h_0 et de portée L : $h_r \geq L/20$.

VI.4.3.3. Epaisseur de la dalle :

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,80}{5,45} = 0,88 > 0.4$$

La dalle est continue et $\alpha > 0.4 \rightarrow hd > \frac{L_{max}}{20}$.c'est-à-dire

Pour assurer une bonne résistance au poinçonnement, nous gardons une épaisseur de 40 cm.

L_{max} = longueur entre axes maximal des poteaux perpendiculaires aux nervures.

Choix : On retient une épaisseur de $h_1 = 40$ cm pour la dalle du radier.

- **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,1 f_{c28} \right) = 3 \text{ MPa}$$

Avec :

$$T_u = \frac{q \times L}{2} \quad \text{Et} \quad q = \frac{N_u \times 1ml}{S_{rad}}$$

$$N_u = 49684,34 \text{ KN.}$$

Donc on a :

$$L = 5,45m$$

$$b_{sf} = 1 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{q \times L}{2 \times b \times d} = \frac{N_u \times L \times 1ml}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times d} = \frac{N_u \times L}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times (0,9h)} \leq \bar{\tau}_u$$

Donc :

$$h_2 \geq \frac{N_u \times L \times 1ml}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times (0,9\bar{\tau}_u)} = 22,45 \text{ cm} \rightarrow h_2 = 35 \text{ cm}$$

Le choix final :

$$h \geq \max(h_1; h_2) = \max(40; 35) = 40 \text{ cm.}$$

VI.4.3.4. Dimensionnement des nervures :

a. Condition de coffrage (largeur de la nervure) :

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{545}{10} = 54,5 \text{ cm}$$

Donc on opte $h_1=60 \text{ cm}$

b. Hauteur de la nervure :

- **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par le critère de résistance :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On a:

$$L_{max} = 545 \text{ m} \rightarrow 36,33\text{cm} < h_n < 54,5\text{cm} \rightarrow h_2 = 45\text{cm}.$$

- **Condition de la raideur :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I : Inertie de la section transversale du radier $I = \frac{bh^3}{12}$.

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000\text{MPa}$).

b = entre axe des nervures = 240 cm (Nervure dans le sens Y)

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol.

Donc :

$$= \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times b \times L_{max}^4}{\pi^4 \times E \times bn}} \rightarrow I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 2,4 \times 5,45^4}{\pi^4 \times 20000 \times 0,6}}$$

Alors : $h_t \geq 1,52 \text{ m}$

Donc :

La hauteur de la nervure sera donc de $h_1 = 1.60 \text{ m}$

Conclusion :

Le coffrage adopté :

-Pour les nervures : $h_r \geq \text{Max}(h_1 ; h_2 ; h_3) \geq \text{Max}(60 ; 45 ; 160) = 160 \text{ cm}$

On prend : $h_n = 160 \text{ cm}$: $b_n = 60 \text{ cm}$.

-Pour la dalle : Épaisseur de la dalle du radier $h=40 \text{ cm}$.

VI.4.3.5. Caractéristique géométrique du radier :

a. Position du centre de gravité :

$$X_G = 7,84 \text{ m}$$

$$Y_G = 11,67 \text{ m}$$

b. Moments d'inertie :

$$I_{xx} = 13694,79 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 30386,69 \text{ m}^4$$

VI.4.3.6. Vérification nécessaire :

- Vérification de la stabilité au renversement :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des Effort horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 ($\frac{M_s}{M_R} > 1,5$)

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$MR = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

M_0 , V_0 sont tirés à partir du fichier **ETABS**.

- **Sens x-x :**

$$M_0 = 147246,26 \text{ KN.m.}$$

$$V_0 = 1933,68 \text{ kN}$$

$$h = 3,23 \text{ m}$$

Donc :

$$Mr = 153492,05 \text{ KN.m}$$

$$N = NG_1 + NG_2.$$

N_{G1} : Poids propre de la structure.

N_{G2} : Poids propre de la semelle.

$$N_{G1} = 30952,11 \text{ KN}$$

$$N_{G2} = 25 \times 223,35 \times 0.40 = 2233,5 \text{ KN.}$$

$$\text{Alors : } N = 33185,61 \text{ kN.}$$

Donc :

$$M_s = N \times G = 33185,61 \times 7,84 = 260175,18 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 1,7 > 1.5 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

- **Sens-y-y :**

$$M_0 = 228014,48 \text{ KN.m} ; V_0 = 7490,867 \text{ kN} ; h = 3,74 \text{ m}$$

Donc:

$$MR = 230471,03 \text{ KN.m} ; \quad Ms = N \times yG = 33185,61 \times 11,67 \\ = 387276,07 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 1,68 > 1.5 \dots \dots \dots \text{condition vérifi  r.}$$

• **Vérification des contraintes sous le radier :**

D'après les différents essais réalisés in-situ et en laboratoire, nous avons la contrainte de sol $\sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars}$.

Les contraintes du sol sont données par :

✓ **Sollicitation du premier genre :**

$$A \text{ L'ELS : } N_{ser} = 36218,11 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{ser} = N_{ser} / S_{rad} = 36218,11 / 223,35 = 162,16 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 162,16 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \text{condition Vérifiée}$$

✓ **Sollicitation du second genre :**

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} Y$$

Et :

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} Y$$

On vérifie que :

- σ_1 Ne doit pas dépasser $1,5 \sigma_{sol}$.
- σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + 2\sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33 \sigma_{sol}$.

À L'ELU :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 49684,34 \text{ KN}$$

Mr y-y : 230471,03 KN.m M : Moment de renversement :

$$Mr x - x : 153492,05 \text{ KN.m}$$

$$I_{xx} = 13694,79 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 30386,69 \text{ m}^4$$

$$S_{rad} = 223,35 \text{ m}^2.$$

Tableau VI.2 : Contrainte sous le radier à l'ELU

	σ_1	σ_2	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$
Sens x-x	385,64	59,26	304,05
Sens y-y	310,81	133,79	266,56
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5\sigma_{sol} = 412,5$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 365,75$

À L'ELS :

$$N_s = G + Q = 36218,11 \text{ KN}$$

M : Moment de renversement.

Tableau VI.3. : Contrainte sous le radier à l'ELS

	σ_1	σ_2	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$
Sens x-x	325,35	-1,03	243,75
Sens y-y	250,56	73,54	206,31
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5\sigma_{sol} = 412,5$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 365,75$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } q_u = \sigma (L/4) = 304,05 \text{ kN /m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma (L/4) = 243,75 \text{ kN /m}$$

VI.4.3.7. Ferrailage du raider.

- Ferrailage de la dalle du radier :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

On peut donc se rapporter aux méthodes données par le **BAEL 91**.

- Méthode de calcul :**

Notre radier comporte des panneaux de dalles appuyées sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

-Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

✓ Panneau de rive :

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x \quad \text{et :} \quad M_{ty} = 0,85 M_y$$

Moment sur appuis :

$$Max = May = 0,3Mx \quad (\text{appui de rive})$$

$$Max = May = 0,5Mx \quad (\text{autre appui})$$

✓ Panneau intermédiaire :

Moment en travée :

$$Mtx = 0,75Mx$$

$$Mty = 0,75My$$

Moment sur appuis :

$$Max = May = 0,5Mx$$

-Si $\frac{Lx}{Ly} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

-Moment en travée : $Mt = 0,85M0$

-Moment sur appuis : $Ma = 0,5M0$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

a. ELU : $v = 0$

Tableau VI.4 : Calcul des moments à l'ELU

Lx (m)	Ly (m)	$\frac{Lx}{Ly}$	μx	μy	qu	Mx (kN.m)	Mtx (kN.m)	My (kN.m)	Mty (kN.m)	Ma (kN.m)
4,8	5,45	0,88	0,0476	0,744	304,05	333,45	283,43	248,09	210,87	166,73

b. ELS : $v = 0.2$

Tableau VI.5 : Calcul des moments à l'ELS

Lx (m)	Ly (m)	$\frac{Lx}{Ly}$	μx	μy	q_{ser}	Mx (kN.m)	Mtx (kN.m)	My (kN.m)	Mty (kN.m)	Ma (kN.m)
4,8	5,45	0,88	0,0546	0,8316	243,75	306,63	260,64	255	216,74	153,32

- Calcul du Ferrailage du radier :

Le ferrailage se calcul avec le moment maximum en travée et sur appuis, en suivant l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

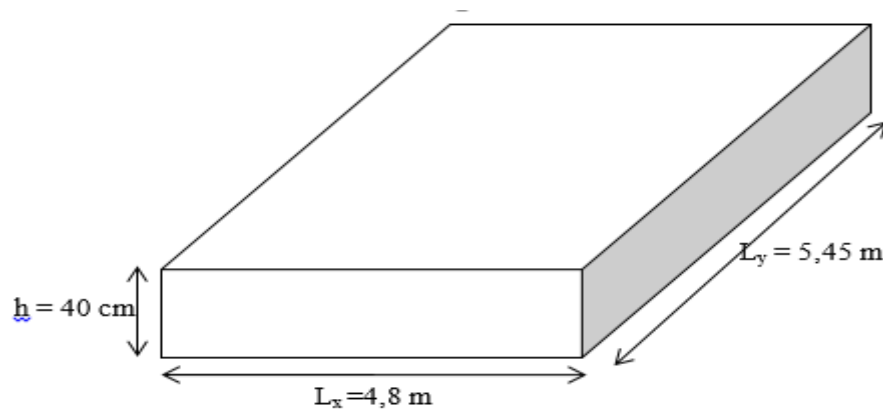


Figure IV.4 : Schéma du radier.

Les données :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa} ; FeE500 ;$$

$$\sigma_s = 435 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 0,9h = 36 \text{ cm}.$$

✓ **Section minimale :**

$$\text{Sens y-y : } 0,08\% bh = 3,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens x-x : } A_{s \min} = 1,2(A_{s \min} \text{ suivant y-y}) = 3,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{CNF : } A_{s \min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,97 \text{ cm}^2.$$

Tableau VI.6 : Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	M_u	μ	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm ²)	$A_{s \min}$ (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	x-x	283,43	0,13	0,17	335,13	19,45	3,97	7T20	21,98
	y-y	210,87	0,10	0,13	341,86	14,19	3,97	7T20	21,98
Appuis	x-x	166,73	0,08	0,1	345,82	11,09	3,97	7T16	14,07
	y-y								

✓ **Espacement :**En Travée :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{7} = 14,28cm < Min(\frac{3h}{33cm}) = 33cm \dots \dots \dots \text{Vérifié}$ **esp=15cm.**

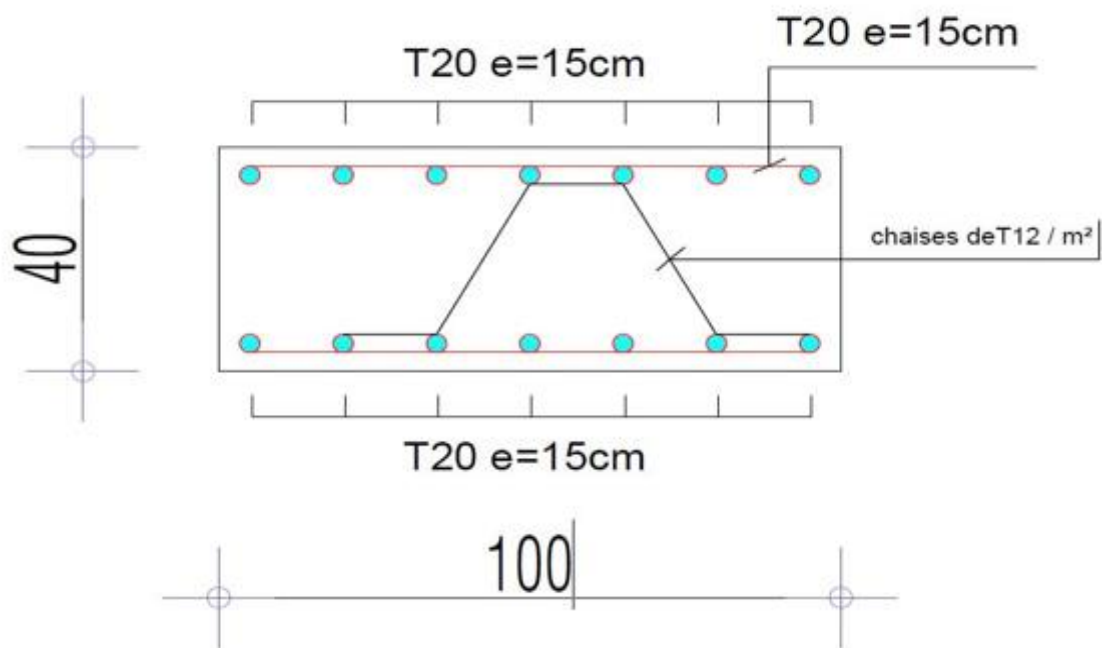
Sens y-y : $esp = \frac{100}{7} = 14,28cm < Min(\frac{4h}{45cm}) = 45cm \dots \dots \dots \text{Vérifié}$ **esp=15cm.**

Sur Appuis :

Sens x-x et y-y : $esp = \frac{100}{7} = 14,28cm < Min(\frac{3h}{33cm}) = 33cm \dots \dots \dots \text{Vérifié}$
esp=15cm.

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} ($kN.m$)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	<i>Obs</i>	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	<i>Obs</i>
Travée	x-x	260,64	21,98	7,2	18	Ok	212,7	250	Ok
	y-y	216,74	21,98	5,99	18	Ok	176,9	250	Ok
Appuis	x-x	153,32	14,07	5,59	18	Ok	203,8	250	Ok

**Figure VI.5 : ferrailage de la dalle du radier 40cm.**

VI.4.4. Ferrailage Des Nervures :

- **Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifié 99**)

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,5M_0$$

1. Calcul des armatures longitudinales :

$$A_{s \min} = 0,5 \% b.h$$

$$\text{Alors : } A_{s \min} = 48 \text{ cm}^2.$$

- **Sens porteur (y-y) :**

$$L=5,45\text{m} \quad ; \quad q_u=304,05\text{Kn/ml}.$$

Tableau VI.8 : Ferrailage des nervures sens (y-y).

	$M_u(\text{kNm})$	M	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	959,54	0,05	0,06	140,67	15,69	8T20	25,12
Appuis	479,77	0,02	0,03	142,34	7,75	8T16	16,08

a. Vérifications nécessaires :

- ✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 9,53 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Nous avons : } q_{\text{ser}}=243,75\text{KN/ml}$$

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes (Nervure).

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	781,95	25,12	4,02	18	214,4	250	vérifier

Appuis	x-x	459,97	16,08	2,96	18	195,5	250	vérifier
--------	-----	--------	-------	------	----	-------	-----	----------

✓ **Armatures de peau :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration.

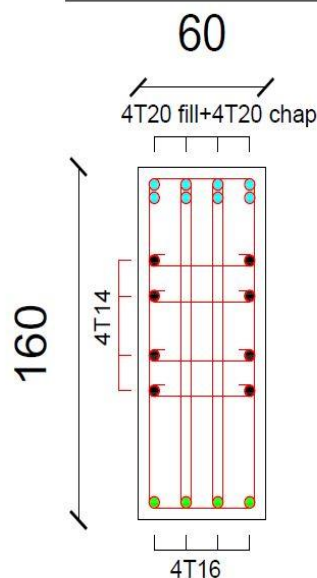
En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures.

Leur section est au moins $3\text{cm}^2 / \text{ml}$ pour mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction ($h=160\text{ cm}$).

On opte : $4\text{T}14 = 6,16\text{ cm}^2$

NER 60X160

TRAVEE



NER 60X160

APPUIS

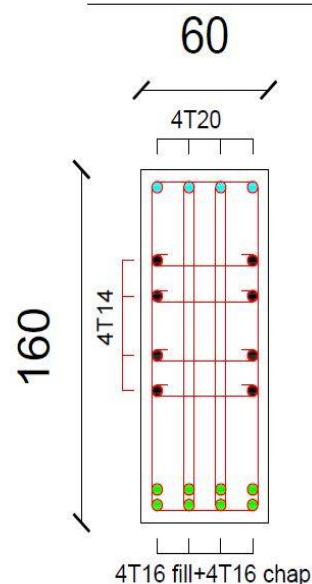


Figure VI.6 : Ferrailage des nervures.

VI.5. Voile périphérique :**VI.5.1. Introduction :**

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

VI.5.2. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions des RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

B=15 cm.

VI.5.3. Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_x = 3,23\text{m}$; $L_y = 4,8\text{m}$; $e = 15\text{cm}$.

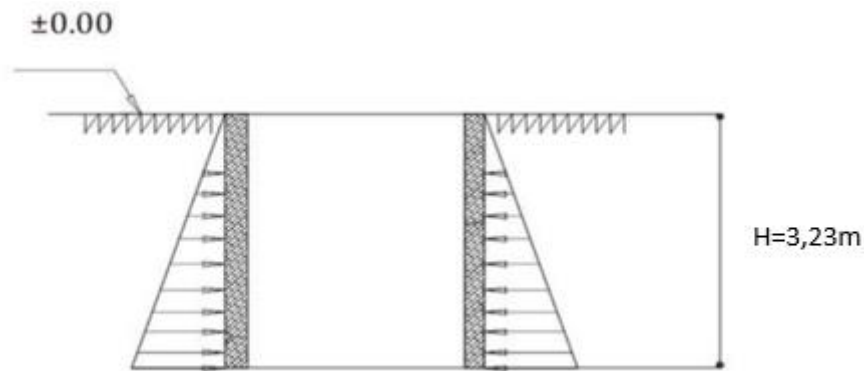


Figure VI.7 : poussée des terres

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient de poussée des terres en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\phi = 19^\circ \Rightarrow A = f(\phi) = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,51$$

$$Q = A \times \gamma \times h = 31,3 \text{ KN/ml} \quad q_u = 1,35 \times 31,3 = 42,25 \text{ KN/ml} \quad , \quad q_s = 31,3 \text{ KN/ml}.$$

VI.5.4. Effort dans le voile périphérique :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,23}{4,8} = 0,67 > 0,4 \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 0,67 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0723 \\ \mu_y = 0,3895 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 31,87 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 16,46 \text{ KN.m}$$

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 27,08 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 13,98 \text{ KN.m.}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 15,935 \text{ KNm.}$$

VI.5.5. Ferrailage du voile périphérique :

$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 15 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}; \quad f_e = 500 \text{ MPa}; \quad f_{c28} = 30 \text{ MPa.}$$

$$f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 435 \text{ MPa}; \quad \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

Tableau VI.10 : ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M_u (KNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	choix	A_s^{adp} (cm ²)	ESP (cm)
Travée	x-x	27,08	0,05	0,07	1,7	3,66	5T12	5,65	20
	y-y	13,98	0,03	0,03	1,72	1,86	5T12	5,65	20
Appuis	x-x	15,94	0,03	0,04	1,72	2,13	5T12	5,65	20
	y-y	15,94	0,03	0,03	1,72	2,13	5T12	5,65	20

- Condition exigée par les RPA99/version 2003 :

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposées en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 15 \times 100 = 1,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$AT \geq 0, 1 \times 15 \times 100 = 1,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa.}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 58,17 \text{ KN.}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{42,25 \times 3,23}{3} = 45,49 \text{ KN.}$$

$$T_u^{max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 58,17 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{58,17 \times 1000}{1000 \times 135} = 0,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,5 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification à l'ELS :**

- a. **Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\rho = \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0782 \\ \mu_y = 0,5469 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 25,53 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 13,96 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 21,7 \text{ KNm.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 11,87 \text{ KN.m.}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 12,76 \text{ KNm.}$$

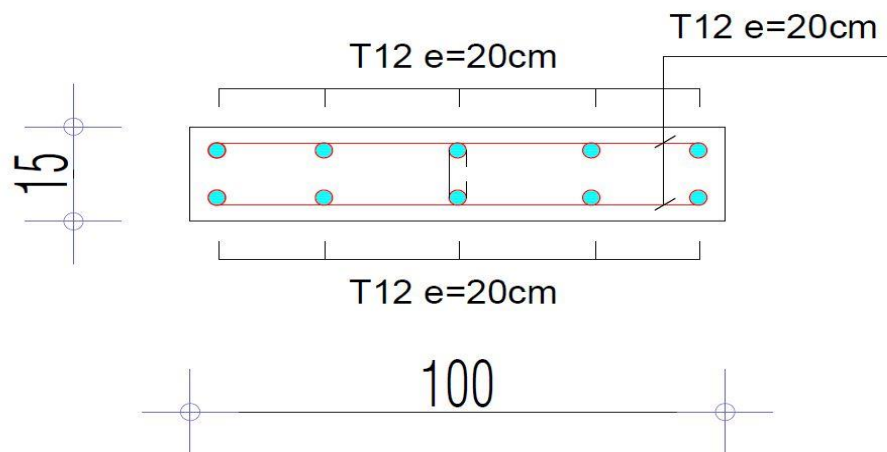
- b. **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$

Tableau VI. 11 : Vérifications des contraintes.

	sens	M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	vérification
Travée	x-x	21,7	5,65	4,99	18	233,5	250	ok
	y-y	11,87	5,65	2,73	18	127	250	Ok
Appuis	x-x	12,76	5,65	2,93	18	137,3	250	Ok
	y-y	12,76	5,65	2,93	18	137,3	250	Ok

Ferraillage Voile Peripherique

**Figure VI.8** : ferraillage voile périphérique.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a donné l'opportunité de mettre en pratique les connaissances que nous avons acquises pendant notre formation en master. Nous avons approfondi ces connaissances en nous basant sur les documents techniques et réglementaires, tout en utilisant des logiciels de calcul tels qu'**ETABS**, **SOCOTEC** et **Excel**. L'utilisation de ces logiciels nous a permis de minimiser les erreurs de calcul manuel et de gagner du temps dans nos études. Nous avons également pu mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé en zone sismique.

- Après finalisation de notre étude il y a quelques points que nous considérons importants à citer à savoir :
 - ✓ Le pré-dimensionnement représente une étape essentielle, bien qu'initiale, qui a pour objectif de sélectionner les dimensions des éléments porteurs du bâtiment susceptibles d'évoluer significativement à l'issue de l'analyse dynamique du projet.
 - ✓ Notre structure est en forme de V et sa forme irrégulière en plan à causer des problèmes pour maintenir sa stabilité en raison de la disposition des voiles.
 - ✓ L'irrégularité de la structure nous a causé beaucoup de difficulté dans l'étude sismique
 - ✓ L'emplacement des voiles joue un rôle primordial dans le comportement de la structure face à la force horizontale, bien plus que le nombre de voiles utilisés. C'est un facteur crucial à considérer pour assurer la stabilité de l'ensemble.

- Le règlement RPA99 v2003 a permis une adaptation efficace aux normes requises pour chaque élément de structure :
 - ✓ La priorité est de vérifier l'effort tranchant à la base, car les éléments non-structuraux peuvent avoir un impact incertain sur la période de détermination et la réponse dynamique. Ces éléments ne sont pas pris en compte dans ces calculs.
 - ✓ Pour satisfaire la rigidité latérale, On vérifie le déplacement inter-étage.

La vérification de l'interaction en voile et portique a été très difficile à justifier ce qui nous a fait perdre beaucoup de temps ou a donné le taux d'effort tranchant que reprend les voiles par apport au portique bien des zone d'ombre doivent être éclairci dans cette partie

- ✓ Nous avons opté pour une fondation en radier général pour notre bâtiment car elle répond aux normes de résistance et de rigidité imposées par les règlements en vigueur. Cette solution s'est avérée la plus adaptée dans notre cas.
- ✓ Afin de justifier notre choix d'un facteur de comportement ($R = 5$) fortement lié au système de contreventement, nous avons calculé la capacité portante des voiles. Nous avons constaté que les voiles supportent plus de 20% de la charge verticale, ce qui contredit le système de portique contreventé par des voiles. Nous avons alors changé le système de contreventement pour un facteur de comportement $R = 3,5$, où la structure est contreventée par des voiles porteurs. Cependant, nous n'étions pas satisfaits de cela. Nous avons donc décidé de développer un nouveau modèle avec un paramètre R égal à 5, en ajustant l'épaisseur et la disposition des voiles. Ce processus a nécessité plusieurs essais avant d'arriver au modèle final.

Références bibliographiques

Règlements :

[1] RPA99 version 2003 : Règlement parasismique algérienne, modifiée 2003.

[2] BAEL91 : Béton armé aux états limites 1999.

[3] Le DTR.B.C.2.2 : Charge permanente et charge d'exploitation.

[4] CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé.

Guide pour la rédaction des mémoires de fin d'étude.

Nos sources :

Cours : béton armé, dynamique des structures, Mécanique de sol.

Logiciels :

Logiciel ETABS pour la modélisation et résultats

Logiciel Socotec pour le choix de ferrailage

Excel 2013 pour faire les calculs.

Word 2013 traitement de texte.