

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila
Institut des Sciences et de Technologie
Département de génie civil et d'hydraulique



N°Ref :.....

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme
de MASTER
Spécialité: Génie Civil
Option: Structure

**Etude d'un ouvrage (R+4) à usage d'habitation avec
contreventement mixte (voiles-portiques).**

Réalisé par :

-GOUALA Bachir
-BENNACER Ala eddine

Soutenu devant le jury :

M.
Mme
M.
M. BRAHIMI Abdelkader

Président
Examineur
Examineur
Promoteur

Année universitaire : 2021/2022

Remerciement

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur **Dr. BRAHIMI Abdelkader** pour son soutien, ces conseils judicieux et ces grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.*

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier tous les membres du jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur d'état en Génie Civil.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

A Ceux que j'aime :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents mes frères et mes sœurs, qui mon soutenus et crus en moi lors

*de mon parcours et à celle qui a partagé ce travail avec mon amie et Binôme **bachir** et à tous mes amies surtout et toute la famille gouala et bennacer.*

A celui qui ma collaboré dans la réalisation de ce mémoire Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite

A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de formation.



ALA EDDINE

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

A Ceux que j'aime :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents mes frères et mes sœurs, qui mon soutenus et crus en moi lors

*de mon parcours et à celle qui a partagé ce travail avec mon amie et Binôme **ALA EDDINE** et à tous mes amies surtout et toute la famille gouala et bennacer.*

A celui qui ma collaboré dans la réalisation de ce mémoire Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite

A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de formation.



BACHIR

SOMMAIRE

Introduction Général	1
 Chapitre I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux	
I.1 Introduction.....	4
I.2 Présentation de l’ouvrage.....	4
I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	7
I.4 Caractéristiques géométriques du sol.....	7
I.5 Description de l’ossature.....	7
I.6 Règles et hypothèses de calcul.....	9
I.6.1 Choix du système de contreventement par Réglés Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003).....	9
I.6.2- Règlement (BAEL 91).....	9
I.6.3 -Nature des actions	11
I.6.4 Combinaison d’action.....	11
I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	12
I.7.1 Béton.....	12
I.7.1.1 Principaux caractéristiques et avantages et inconvénient du béton armé	12
I.7.1.2 Dosage du béton.....	13
I.7.1.3 Caractéristique mécanique de béton selon (CBA93)	14
I.7.2 Acier.....	17
I.7.2.1 Caractères mécaniques	17
I.8 Choix des matériaux dans l’élaboration du projet.....	19
I.9 Conclusion	19
 Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux et décents de charge	
II.1 Introduction.....	22
II.2 Pré dimensionnements des éléments non structuraux	22
II.2.1 Planchers	22
II.2.1.1 Planchers à corps creux	22
II.2.1.2 Dalles pleine (Balcon).....	24

II.2.2 Évaluation des charges.....	25
II.3 Pré dimensionnement des éléments structuraux.....	29
II.3.1 Poutres.....	29
II.3.2 Poteaux	30
II.3.3 Voile.....	36
II.4 Conclusion.....	37

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction.....	39
III.2 Calcul de l'acrotère	39
III.2.1 Introduction	39
III.2.2 Evaluation des Charges.....	39
III.2.3 Sollicitations	39
III.2.3.1 Etat limite ultime	39
III.2.3.2 Etat limite de service	39
III.2.4 Ferrailage	40
III.2.4.1 Calcul à l'E.L.U	40
III.2.4.2 Calcul à l'ELS	41
III.2.4.3 Condition de non fragilité	42
III.2.5 Armature de répartition.....	42
III.2.6 Vérification au cisaillement	42
III.3 Calcul des balcons	43
III.3.1 Introduction	43
III.3.1.1 Evaluation des charges.....	43
III.3.1.2 Sollicitations	43
III.3.1.3 Combinaisons.....	44
III.3.1.4 Vérification des contraintes	45
III.3.1.5 Condition de non fragilité.....	45
III.3.1.6 Vérification de l'effort tranchant.....	46
III.3.1.7 Vérification au séisme.....	46
III.3.1.8 Conclusion.....	47
III.4 Calcul des escaliers	47
III.4.1 Définition	47

III.4.2 Schéma statique	47
III.4.3 Charges et surcharges.....	48
III.4.4 Combinaisons des charges.....	48
III.4.4.1 Calcul des charges à l'ELU et l'ELS.....	48
III.4.4.2 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants.....	49
III.4.4.3 Calcul de ferrailage	49
III.5 Etude de la poutre palière.....	52
III.5.1 Définition.....	52
III.5.2 Pré dimensionnement.....	53
III.5.3 Evaluation des charges	53
III.5.4 Ferrailage à l'état limite ultime	54
III.5.5 Vérifications nécessaires	55
III.6 Calcul du plancher.....	57
III.6.1 Définition.....	57
III.6.2 Calcul des planchers(poutrelles).....	57
III.6.2.1 Méthode forfaitaire	57
III.6.2.2 Méthode Caquot	59
III.6.2.3 Ferrailage.....	59
III.6.2.4 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire	62
III.6.2.5 Types des planchers	62
III.6.2.6 Evaluation des charges	64
III.6.3 Détermination des sollicitations des planchées.....	64
III.6.3.1 Plancher terrasse.....	64
III.6.3.2 Etage courant	67
III.6.4 Ferrailage des poutrelles.....	68
III.7 Conclusion	76

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

IV.1 Introduction.....	79
IV.2 Buts de l'analyse dynamique.....	79
IV.3 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismique.....	79
IV.3.1 Méthode statique équivalente.....	79
IV.3.2 Méthode modale spectrale.....	80

IV.4 Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente	82
IV.4.1 Définitions de la valeur des coefficients.....	82
IV.5 Modélisation et résultats.....	85
IV.5.1 Modélisation.....	85
IV.5.2 Analyse de la structure.....	85
IV.6 Calcul des actions sismiques.....	89
IV.7 Conclusion.....	99

Chapitre V : Ferrailages des éléments structuraux

V.1 Introduction	101
V.2 Actions et sollicitations.....	101
V.3 Ferrailage des poteaux.....	102
V.3.1 Hypothèses de calcul	103
V.3.2 Etat limite de stabilité de forme	103
V.3.3 Détermination des sections d'acier	104
V.4 Recommandations des règlements	108
V.4.1 Armatures longitudinales.....	108
V.4.2 Vérifications	111
V.5 Ferrailage des poutres.....	115
V.5.1 Recommandations du RPA99/2003	115
V.5.2 Ferrailage des poutres	116
V.5.2.1 Poutre principale.....	116
V.5.2.2 Poutre secondaires	122
V.6 Étude des voiles	126
V.6.1. Introduction.....	126
V.6.2. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales.....	127
V.6.3. Rôle de contreventement.....	127
V.6.4. Les avantages des voiles.....	127
V.6.5. Les combinaisons des actions.....	127
V.6.6. Les recommandations du RPA99.....	128
V.6.6.1 Aciers verticaux	128
V.6.6.2 Aciers horizontaux	128
V.6.7. Règles communes.....	128
V.6.8. Disposition des voiles.....	129

V.6.9. Ferrailage des voiles.....	129
V.6.9.1 Armatures verticales.....	130
V.6.9.2 Armatures horizontales.....	132
V.7 Conclusion.....	134

Chapitre VI : Calcul des fondations

VI.1 Introduction	136
VI.2 Facteur de choix du type de fondation.....	136
VI.3 Choix du type de fondation.....	136
VI.3.1 Vérification de la semelle isolée.....	137
VI.3.2 Vérification de la semelle filante.....	138
VI.3.3 Semelles isolées sous poteaux	139
VI.3.4 Semelles filante sous poteaux	142
VII.1. Fondation sous voiles.....	146
VII.2. Longrine.....	153
VII.2.1. Définition	153
VII.2.2. Dimensionnement de la longrine.....	153
VII.3 Conclusion	154
Conclusion Générale.....	158
Références.....	159
Annexes.....	169

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DU POROJET

Tableau 1: Caractéristiques mécaniques des aciers.....	18
---	----

CHAPITRE II: PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

Tableau II.1: Charge pour plancher terrasse (inaccessible).....	25
Tableau II.2: Charge pour plancher courant (accessible).....	25
Tableau II.3 : Evaluation des charges des cloisons extérieures.....	25
Tableau II.4 : Evaluation des charges des cloisons intérieures.....	25
Tableau II.5: Evaluation des charges de l'acrotère.....	26
Tableau II.6: Evaluation des charges du palier.....	27
Tableau II.7 : Evaluation des charges de la volée (la paillasse).....	28
Tableau II.8: Evaluation des charges du balcon.....	28
Tableau II.9: Évaluation des poids propres des poteaux.....	32
Tableau II.10: Dégression des charges d'exploitation.....	33
Tableau II.11: Descente de charge du poteau.....	33

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.1: Combinaisons des charges l'escalier.....	48
Tableau III.2: Tableau récapitulatif des sollicitations.....	49
Tableau III.3: Vérification des contraintes à l'ELS.	51
Tableau III.4 : Combinaisons d'action	64
Tableau III.5 : Les sollicitations les plus défavorables des poutrelles.....	68
Tableau III.6 : Les sollicitations les plus défavorables des poutrelles.....	69
Tableau III.7 : Tableau récapitulatif des résultats.....	72
Tableau III.8 : Tableau récapitulatif des résultats.....	73
Tableau III.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	74

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ENZONE SISMIQUE

Tableau IV.1 : Coefficient d'Accélération de Zone A.....	83
Tableau IV.2: Valeurs du coefficient de comportement R.....	83
Tableau IV.3 : Valeur de facteur de qualité.....	84
Tableau IV.4: Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.....	84

Tableau IV.5: Tableau représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel	88
Tableau IV.6 : Valeurs du coefficient C_t	89
Tableau IV.7: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site	90
Tableau IV.8 : Résumé des résultats.....	91
Tableau IV.9 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	91
Tableau IV.10: Effort Normal.....	92
Tableau IV.11: Effort Normal et l'effort tranchant sur les poteaux.....	93
Tableau IV.12: l'effort Normal et l'effort tranchant sur les voiles de contreventement....	93
Tableau IV.13 : Vérification des déplacements au sens x-x.....	94
Tableau IV.14 : Vérification des déplacements au sens y-y.....	95
Tableau IV.15 : Vérification de l'excentricité.....	96
Tableau IV.16: Vérification au renversement au sens x-x.....	97
Tableau IV.17: Vérification au renversement au sens y-y.....	97
Tableau IV.18: Vérification d'effort normal réduit des poteaux.....	98
Tableau IV.19: Vérification de l'effet $P-\Delta$ au sens y-y.....	99
Tableau IV.20: Vérification de l'effet $P-\Delta$ au sens x-x.....	99

CHAPITRE V: CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau V .1 : Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques	103
Tableau V.2: Sollicitations dans les poteaux.....	103
Tableau V.3 : Ferrailage longitudinal des poteaux.....	108
Tableau V.4: Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.....	109
Tableau V.5: Armatures longitudinales minimales et maximales selon BAEL dans les poteaux.....	110
Tableau V.6: Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	111
Tableau V.7: Justification de la contrainte de cisaillement.....	112
Tableau V.8: Sollicitations de la poutre principale.....	116
Tableau V.9: Ferrailage des poutres principales.....	118
Tableau V.10: Vérification a l'ELS de la poutre principale.....	121
Tableau V.11: Ferrailage des poutres secondaires.....	122
Tableau V.12: Vérification a l'ELS de la poutre secondaire.....	125
Tableau V.13: Vérification de la compression du béton.....	126

Tableau V.14: Caractéristique géométrique des voiles.....	130
Tableau V.15: Calcule des sections d'armature verticale pour RDC, étage 1, étage 2....	130
Tableau V.16 : Calcul des sections d'armature verticale pour étage 3,étage 4.....	131
Tableau V.17 : Choix des armatures verticales pour RDC, étage 1, étage 2.....	132
Tableau V.18 : Choix des armatures verticales pour étage 3, étage 4.....	132
Tableau V.19 : Choix des armatures horizontales RDC, étage 1, étage 2.....	132
Tableau V.20: Choix des armatures horizontales étage 3, étage 4.....	133
Tableau V.21 : Calcule et Vérification la contrainte de cisaillement.....	133

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DU POROJET

Figure I.1: Vue de la façade principale du bâtiment.	04
Figure I.2: Vue de la façade arrière du bâtiment.	05
Figure I.3: Vue de la coupe transversale du bâtiment.	05
Figure I.4: Vue en plan de RDC de bâtiment.	06
Figure I.5: Vue en plan d'étage courant du bâtiment.	06
Figure I.6 : Diagramme des déformations limitent de la section.....	10
Figure I.7: Module de déformation instantané et différée.	15
Figure I.8 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU.....	16
Figure I.9: Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS.....	17
Figure I.10: Diagramme contraintes déformation de l'acier.	18

CHAPITRE II: PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

Figure II.1: Plancher à corps creux.....	23
Figure II.2: Poutrelle.....	24
Figure II.3: Schéma statique de l'acrotère.....	26
Figure II.4: Schéma statique d'escalier	27
Figure II.5 : Emplacement du poteau le plus sollicité (sur le plan).	31
Figure II.6: Surface afférente du poteau.	31
Figure II.7: Schéma statique de la descente de charge.	33
Figure II.8: Coupe de voile en élévation.....	36

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III.1: Type d'acrotère.....	39
Figure III.2: Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère.....	40
Figure III.3: Disposition constructive des armatures de l'acrotère.....	43
Figure III.4: Section théorique pour le ferrailage du balcon.....	44
Figure III.5: Schéma de Ferrailage du balcon.....	47
Figure III.6: Diagrammes de moment fléchissant et de L'effort tranchant à l'ELU.....	49
Figure III.7: Schéma de ferrailage d'escalier.....	52
Figure III.8: Diagrammes des Moments fléchissant et de L'effort tranchant de la palière ...	53
Figure III.9: ferrailage de poutre palière.....	57
Figure III.10: Evaluation des moments fléchissant	63
Figure III.11: Evaluation des efforts tranchants.....	63
Figure III.12: Evaluation des moments et efforts tranchants type 01 (plancher terrasse)	65
Figure III.13: Evaluation des moments et efforts tranchants type 01 (Etage courant).....	67
Figure III.14: Coupe de Section Rectangulaire et Section en T.....	68
Figure III.15: Ferrailage de poutrelle.....	76

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ENZONE SISMIQUE

Figure IV.1 : Vue 3D de structure.....	82
Figure IV.2 : Vue en plan pour la disposition du voile selon le plan initial.....	85
Figure IV.3: Tableau. Périodes et factures da participation massique modale (Premier variante).....	86
Figure IV.4: Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan.....	86
Figure IV.5 : Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.....	87
Figure IV.6 : Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan.....	87
Figure IV.7 : Relation entre la période empirique et analytique.....	89
Figure IV.8 : Distribution de l'effort Normal.....	92
Figure IV.9 : Distribution de l'effort tranchant	93
Figure. IV.10 : Résumé des résultats de ROBOT.....	94
Figure IV.11 : Résumé des résultats de ROBOT.....	94
Figure IV12 : Résumé des résultats de ROBOT.....	96
Figure IV.13 : Moment stabilisant et moments de renversements.....	97

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

Figure V.1 : La zone nodale.....	109
Figure V.2 : Schéma de cadres.....	114
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poteaux (40×40).....	114
Figure V.4 : Schéma de l'espace zone courante et zone nodale.....	115
Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poutres principales.....	122
Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire.....	126
Figure V.7 : Disposition des voiles.....	129
Figure V.8 : Schéma de ferrailage du voile.....	134

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI.1 : Schéma de la semelle isolée.....	137
Figure VI.2 : Schéma de la semelle filant.....	138
Figure VI.3 : vue en 2D des semelles isolées et filantes.....	139
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de la semelle isolées sous poteaux.....	142
Figure VI.5 : Schéma d'une semelle filante.....	142
Figure VI.6 : Schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteaux.....	146
Figure VI.7 : Schéma de la Semelle sous voile.....	147
Figure VI.8 : Schéma de ferrailage de la semelle sous voile	149
Figure VI.9 : Schéma de ferrailage de la semelle sous voile	150
Figure VI.10 : Schéma de ferrailage de la semelle sous voile	152
Figure VI.11 : Schéma de ferrailage de la semelle sous voile	153
Figure VI.12 : Schéma de Ferrailage de longrine	154

Résumé

Le présent mémoire, étudie un bâtiment en (R+4) à usage d'habitation, il est implanté à la commune de MILA qui est classée en zone sismique IIa selon RPA 99 version 2003. Cet ouvrage est une structure mixte (portique + voiles) et le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au BAEL91 modifié 99 et RPA99/version 2003. Et l'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel Robot structural analysis 2014. Le dessin a été réalisé par logiciel AUTOCAD 2009.

Mots clés : Bâtiment, Béton, ROBOT 2014, RPA99 V2003, BAEL91.

Abstract

This project studies a building in (R+4) for residential use, it is located in the municipality of MILA which is classified in seismic zone IIa according to RPA 99 version 2003. This work is a mixed structure (gantry + sails) and the pre-sizing of the load-bearing elements was done in accordance with BAEL91 modified 99 and RPA99/2003 version. And the seismic analysis of the structure was carried out by the Robot structural analysis 2014 software. The drawing was carried out by the AUTOCAD 2009 software.

Keywords: Building, Concrete, ROBOT 2014, RPA99 V2003, BAEL91.

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية ذات (طابق أرضي + أربع طوابق) الموجودة ببلدية ميلة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية صنف (2 أ) حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل (RPA99/2003). هذا العمل عبارة عن هيكل مختلط (أعمدة + جدران) وتم إجراء التحجيم المسبق للعناصر الحاملة وفقاً لـ BAEL91 المعدل 99 و (RPA99/2003). كما استخدمنا برنامج ROBOT2014 لتحديد السلوك الديناميكي للهيكل أما عملية الرسم فتم بواسطة برنامج AUTOCAD 2009.

الكلمات المفتاحية

. العمارة، الخرسانة، ROBOT2014، RPA 99 v2003، BAEL91.

LISTE DES ABREVIATIONS ET SYMBOLES

A	Coefficient d'accélération de zone, Aire d'une section.
A_n	Coefficient de minoration
B	Facteur de comportement de la structure, aire d'une section de béton.
BAEL	Béton armé à l'état limite.
Br	Section réduite du béton.
C	Centre de flexion, Amortissement.
C_d	Coefficient de pression dynamique.
C_{pe}	Coefficient de pression extérieur.
C_{pi}	Coefficient de pression intérieur.
C_{frj}	Coefficient de frottement de l'élément de surface « j ».
D	Facteur d'amplification dynamique moyen.
D_i	Facteur d'amplification dynamique.
E	Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG).
E_{ij}	Module de déformation instantanée du béton.
E_{vj}	Module de déformation différée du béton.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
ELS	Etat limite de service.
ELU	Etat limite ultime.
e	Epaisseur, excentricité
FP	Fissuration préjudiciable.
FPN	Fissuration peu nuisible.
FTP	Fissuration très préjudiciables.
G	Charge permanente, module d'élasticité transversale, Module de cisaillement.
G₀	Module initial de cisaillement.
g	Largeur de la marche.
H	Hauteur totale du bâtiment.
I	Moment d'inertie.
I_e	Inertie équivalente.
i	Inertie du linteau
I_l	Inertie des voiles longitudinaux.
I_t	Inertie des voiles transversaux.
j_θ	Inertie polaire.
K	Rigidité.
K_s	Coefficient du site.
L	Portée.
M	Moment, masse
M_t	Moment en travée de la poutre considérée.
M_{ap}	Moment sur appuis.
M_u	Moment ultime.
N_G	Effort normal développé par les charges permanentes.

N_Q	Effort normal développé par les charges d'exploitation.
N_u	Effort normal ultime.
N	Nombre de niveaux.
P, W	Poids
Q	Charge d'exploitation, facteur de qualité.
Q	Densité de charge répartie.
R	Réaction.
RPA	Règlement parasismique Algérien.
S	Surface de l'élément considéré, force sismique, moment statique.
S_t	Espacement entre armatures.
SSI	Interaction Sol-Structure
T	Effort tranchant, période.
V	Effort tranchant, vitesse, action sismique à la base
Z	Bras de levier entre les aciers et le béton.
d'	Distance du barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée
d	Distance du barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.
a	Côte du poteau carré.
b	Largeur de la poutre .
f_{bu}	Contrainte admissible de flambement.
f_{ej}	Résistance à la compression .
f_{tj}	Résistance à la traction.
f_e	Limite élastique de l'acier.
l_f	Longueur du flambement.
α	Coefficient de sécurité ou flambement, angle, coefficient de participation.
γ	Poids volumique,
β	Coefficient de majoration dynamique.
γ_b	Coefficient de sécurité à prendre pour le béton .
γ_s	Coefficient de sécurité à prendre pour l'acier.
δ	Coefficient de dimension, déplacement.
ε	Déformation relative du béton comprimé
ε_b	Déformation relative de l'acier tendu .
η	Coefficient de fissuration, Facture de correction d'amortissement critique fonction du matériau constitutif
λ	Coefficient d'élancement.
μ_r	Moment résistant.
σ	Contrainte normale.
σ_{bc}	Contrainte de compression de béton.
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite de service du béton
σ_s	Contrainte dans l'acier.
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte limite de service de l'acier.
σ_{s10}	Contrainte dans l'acier correspondant à un allongement relatif de 10%.

τ	Contrainte de cisaillement.
ν	Coefficient de poisson.
Φ_l	Diamètre des armatures longitudinales.
Φ_t	Diamètre des armatures transversales.

Introduction générale

Introduction générale

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93 [3], BAEL91 [2], RPA99 version 2003 [1], DTR [4]. L'ouvrage en question est un bâtiment en R+4, présentant une irrégularité tant en plan qu'en élévation, dont le système de contreventement de structure est un portique par des voiles en béton armé. Après une descente des charges et un Prédimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations. Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ROBOT 2014 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le CBA93 [3] et le RPA99/version 2003 [1]. Concernant notre travail nous avons pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieur, le travail est subdivisé en six chapitres, le premier consiste à donner la présentation de l'ouvrage en fixant les hypothèses de calcul. Le second chapitre est réservé pour le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux. Ensuite dans le troisième chapitre nous présenterons un détail sur le calcul des éléments secondaires.

Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique de la structure par le logiciel ROBOT 2014. Le chapitre cinq nous allons étudier les éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus par le logiciel ROBOT 2014.

Et enfin, le dernier chapitre est consacré pour l'étude de l'infrastructure, suivi d'une conclusion générale.

Chapitre I :
Présentation de projet et
caractéristique des matériaux

I.1 Introduction

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, `utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments porteurs de la structure.

I.2 Présentation de l'ouvrage

Le présent projet est un bâtiment (R+4) en béton armé ; composé d'un Rez de chaussé et quatre étage d'habitation identique. L'ouvrage sera implanté dans la Wilaya de MILA classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) d'après RPA 99/2003 et le site est considéré comme meuble (S3) ainsi que l'ouvrage appartient au groupe d'usage 2, selon les critères de classification des groupes d'usage RPA (Ouvrage courants ou d'importance moyenne : Bâtiment d'habitation collective à usage du bureau dont la hauteur ne dépasse pas 48 m).

Le contreventement sera assuré par une structure mixte on béton armé portique et voile, Les vus en plan et les coupes des étages sont représenté sur les figures suivant :

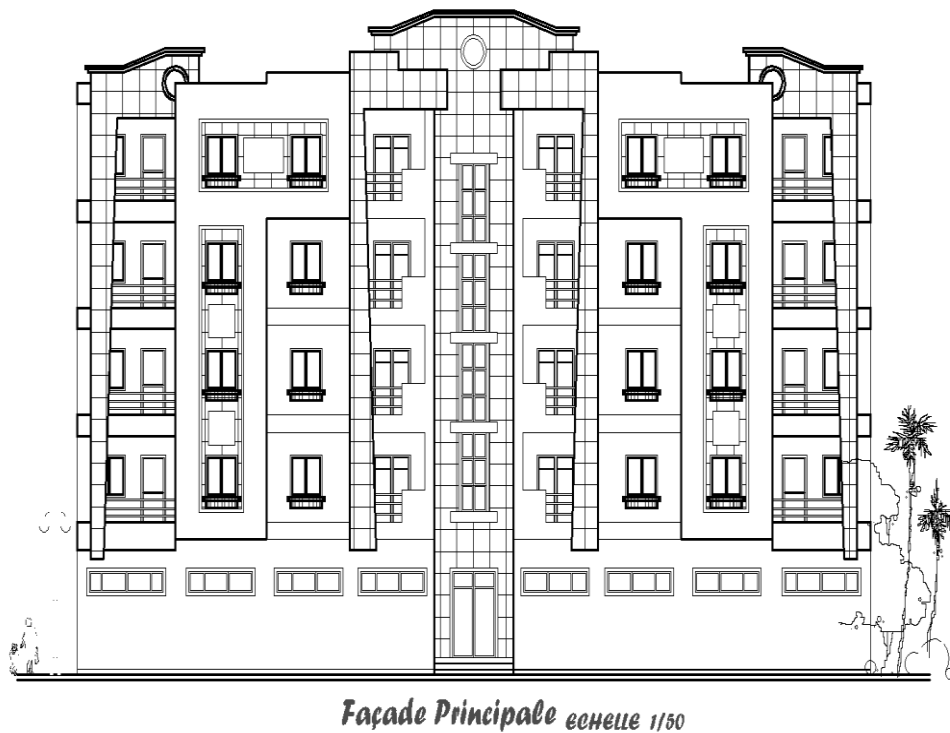


Figure I.1: Vue de la façade principale du bâtiment.



Figure I.2: Vue de la façade arrière du bâtiment.

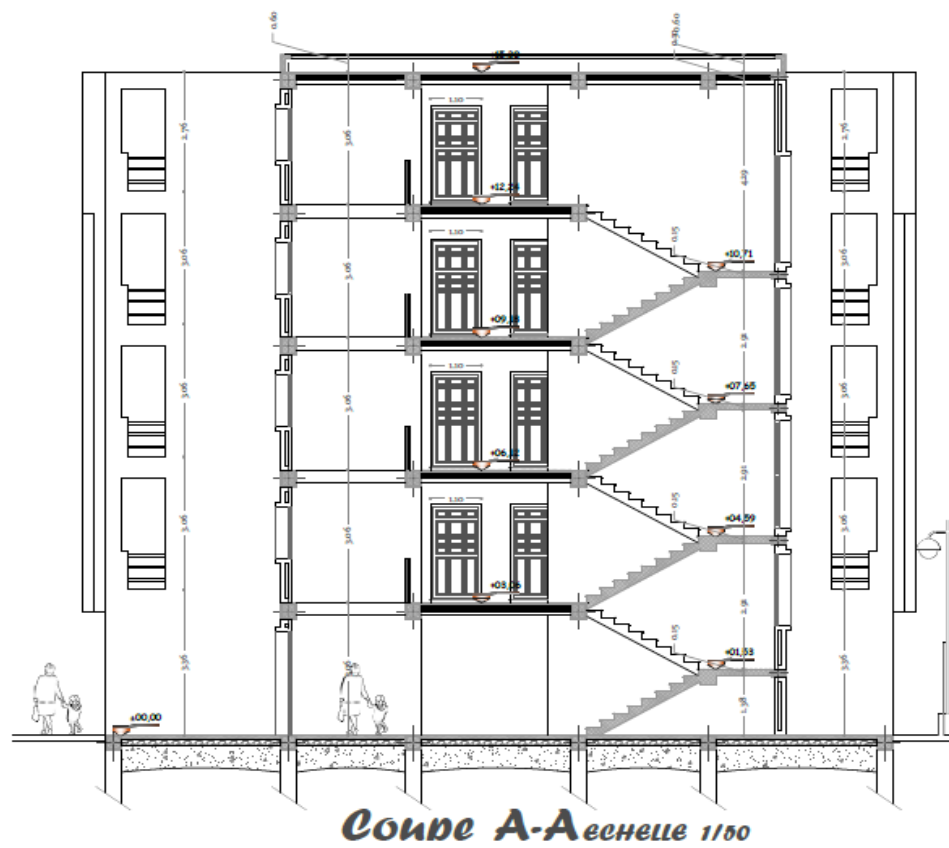


Figure I.3: Vue de la coupe transversale du bâtiment.

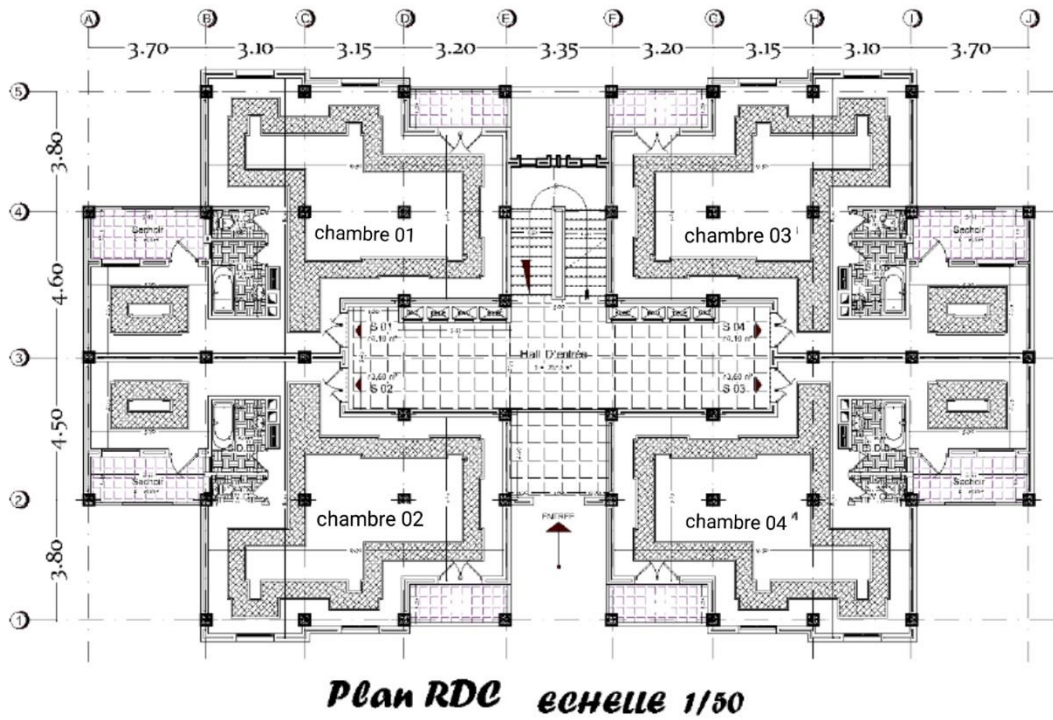


Figure I.4: Vue en plan de RDC de bâtiment.

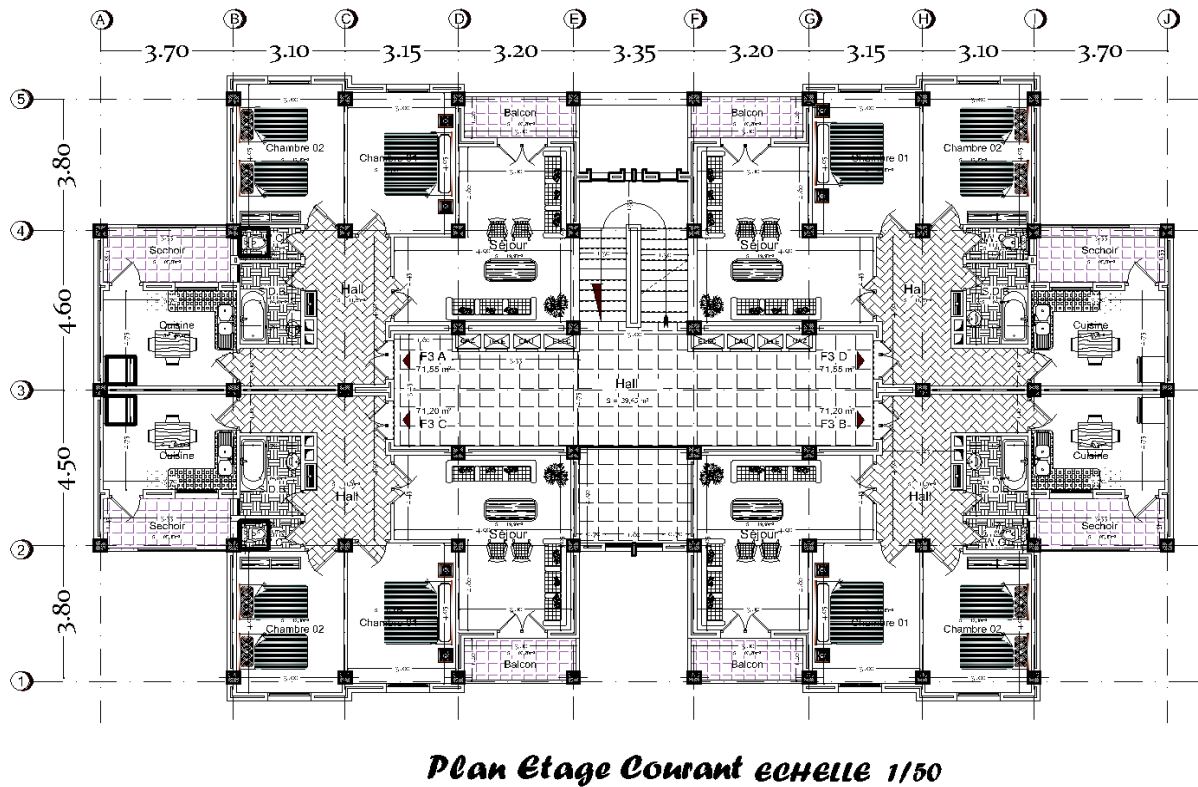


Figure I.5: Vue en plan d'étage courant du bâtiment.

I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont répertoriées comme suit :

- Largeur totale de bâtiment.....B= 29.65m,
- Longueur totale de bâtimentL= 16.70 m,
- Hauteur totale du bâtiment.....H= 15.90 m,
- Hauteur de RDC.....h_{RDC}= 3.06 m,
- Hauteur d'étage courant.....h_e= 3.06 m,
- Hauteur de l'acrotèreh_{ACR}=0,60m,

I.4 Caractéristiques du sol

Le sol d'assise de la construction est considéré comme meuble d'après le rapport du laboratoire du sol au niveau de la wilaya de MILA daté en mars 2014 le taux travail du sol est de :

- La contrainte étudiée du sol est $\delta_{sol} = 1.5$ bar pour un encrage de 1.5m,
- Le poids spécifiques de terre $\gamma_h = 1.8$ t / m³,
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$,

I.5 Description de l'ossature

- **Conception structurales**

La structure du bâtiment a un système de contreventement en portique contreventé par des voiles. Le choix du système de contreventement rentre dans le cadre de l'application du RPA (version 2003), vu qu'il dépasse 2 niveaux (8 m), ce qui assure la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions vertical et des actions horizontal.

- **Planchers**

Dans notre projet utilisé deux types de plancher :

- Plancher corps creux : utilisé pour le RDC et les étage courant.
- Dalle pleine : utilisé pour les balcons.

- **Poutres**

Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations elles sont sollicitées à la flexion plane.

- Les poutres transversales (principales).
- Les poutres longitudinales (secondaires).

- **Poteaux**

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

- **Escalier**

La cage d'escalier permet l'accès des niveaux RDC au 4^{ième} étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire.

- **Murs**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- › Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques creux de 10 cm et 15 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- › Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

- **Revêtement**

- › Enduit en plâtre pour les plafonds.
- › Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- › Revêtement en carrelage pour les planchers.
- › Plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

- **Voiles**

Ce sont des éléments verticaux (épaisseur petite par rapport aux autres dimensions). Réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

- **Infrastructure**

Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes

Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.

Limite les tassements.

Réalise l'encastrement de la structure dans le sol.

- **Acrotère :**

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

- **Terrasse**

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

- **Isolation**

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

I.6 Règles et hypothèses de calcul

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

I.6.1 Choix du système de contreventement par Régles Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003)

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux (14 mètres) et est situé en zone **IIa**. Le contreventement par portique est donc écarté (Art. 1-b du RPA99/version 2003) et le choix va se porter sur un contreventement mixte (voiles et portiques).

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 de l'effort tranchant d'étage.

I.6.2. Règlement (BAEL 91) (Béton Armé Aux Etats Limites).

Basé sur la théorie des états limites : Un ouvrage doit être conçue et calculer de manière a présenté durant toute sa durée d'exploitation de ses unités appropriée vis-à-vis sa ruine totale ou partielle.

D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, au encore le confort des usages. Les états limite sont classés en 2 catégories :

a. Etats limites ultimes (ELU)

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique (Renversement du bâtiment).
- Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- Stabilité de la forme (non flambement des poteaux est des voiles).

La combinaison d'action à l'état limite ultime est :

$$q = 1.35G + 1.5Q.$$

a.1 Hypothèses

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton limite à 3.5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple, par conséquent le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivotes (A ; B ; C).

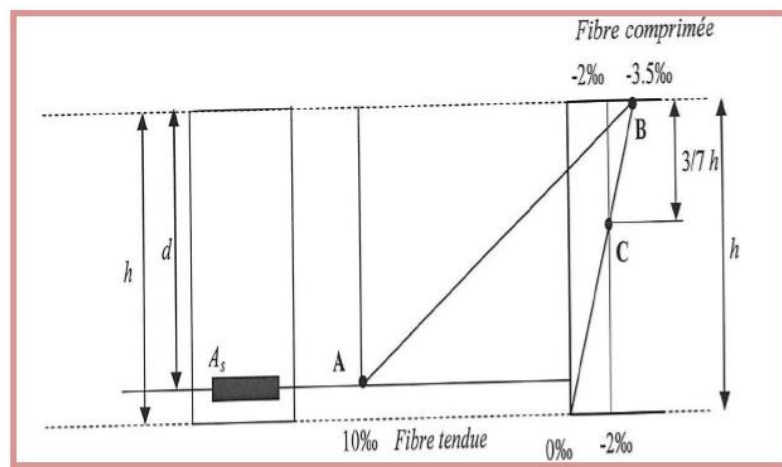


Figure I.6 : Diagramme des déformations limitées de la section.

Pivot A : Les pièces soumises à la flexion simple ou composée, traction simple.

Pivot B : Les pièces soumises à la flexion simple ou composée.

Pivot C : Les pièces soumises à la flexion composée ou à compression simple.

b. Etat limite de service

- Constituent les frontières, au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :
- L'ouverture des fissures, (limité la contrainte de traction des aciers pour limiter l'ouverture des fissures).
- Déformation des éléments porteurs (La flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).

Résistance à la compression du béton.

La combinaison d'action à l'état limite de service est :

$$q = G+Q.$$

b.1 Hypothèses

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = n E_b$, $n = 15$) [2].

I.6.3 Nature des actions : On distinguer

a) **Action permanente** : (DTR; R.N.V 99) Les actions permanentes ont une intensité constante au très peu variable dans le temps, elles sont désignées par la lettre G. Elle comprenant :

- Poids propre des structures : Calculer d'après les dimensions prévues aux dessins d'exécution, la masse volumique de béton armé étant près égale à $2.5t/m^3$.
- Poids des autres éléments de construction (couvertures, carrelage ...).
- Force exercée par la poussée des terres ou la pression des liquides (cas des murs de sous-sol).
- Déformation différées dans le temps (celles causées par le retrait du béton).

b) Action variable

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment et de façon importante dans le temps, elles sont désignées par la lettre Q. Elle comprenant :

- Charges d'exploitation (ratio d'utilisateurs, de véhicules ...etc.) classées par durée d'application (provision, longue durée).
- Charges climatiques (action du vent, action de la neige).
- Action passagère en cours d'exécution.

c) Action accidentelle

Soit des actions de courte durée. Il s'agit d'actions dues des phénomènes rares et exceptionnels séismes, explosion, chocs et les incendies.

- Le séisme « E » [3 ,4,5].

I.6.4. Combinaison d'action

Pour déterminer les sollicitations, on utilise les combinaisons d'action proposées par BAEL.

- **Pour les plancher**

Elles sont soumises uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitations, pour cela les combinaisons considérées sont :

A l'ELU : $1.35G+1.5Q$

A l'ELS : $G + Q$

Dans le cas des actions sismique, les combinaisons a pour fournir une meilleure résistance sont :

D'après RPA99/2003 on a :

- **Pour les poutres**

$G + Q + E$

$1.35 G + 1.5 Q E$: Effort sismique

$G + Q$

- **Pour les poteaux**

$G + Q + 1.2 E$

$0.8 G + E$

- **Pour les voiles**

$G + Q + 1.2 E$

$0.8 + E$

I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003 [4, 6, 7,8].

I.7.1 Béton

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil, notons qu'il est constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et l'eau de gâchage, le béton armé est obtenue en introduisant dans le béton des aciers (armatures disposés de manière a équilibré les efforts de traction).

Le béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jour, dite valeur caractéristique requise $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

I.7.1.1 Principaux caractéristiques et avantages et inconvénient du béton armé

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes** : Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- **Fini des parements** : Sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

Les inconvénients du béton armé sont :

- **Le poids** : Les ouvrages en BA sont plus Lourds que les autres modes de constructions.
- **L'exécution** :
 - La préparation de coffrage demande beaucoup de temps et travail, ce coffrage doit rester en place jusqu'à ce que le béton atteigne une résistance suffisante.
 - Le placement des armatures.
 - Pendant la mise en place du béton, il faut prendre des précautions pour protéger contre le gel et l'évaporation de l'eau.
 - Le contrôle de la qualité du matériau perfectionné lors du gâchage.
- **Brutalité des accidents** : Les accidents qui surviennent d'un ouvrage en béton armé sont en général soudains et brutaux, en général ces accidents sont dus à des erreurs de calculs ou de réalisation.
- **Difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé** : Il est difficile de modifier un élément déjà réalisé [9].

I.7.1.2 Dosage du béton

Vous retrouverez les dosages minimaux à effectuer pour la préparation des différents bétons dans la norme **NF EN 206-1**.

Même si plusieurs formules existent concernant la préparation du béton en fonction de la résistance voulue, on retrouve une formule de base pour la composition de 1 m³ de béton ordinaire (350 kg/m³). Cette formule a été fixée en 1906 par un règlement :

- Ciment : 350 kg
- Sable : 750 kg
- Gravier : 1150 kg
- Eau de gâchage : 175 l

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2400Kg /m³ [6, 7,10].

I.7.1.3 Caractéristique mécanique de béton selon (CBA93) :

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, le béton est élaboré soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'un central à béton.

Le central à béton est utilisé lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés ; et la durée de la production sur un site donné est suffisant longue.

a) Résistance du béton à la compression (f_{cj})

Dans les cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par la résistance à la compression a 28 jours d'âge, Cette résistance est mesurée sur les cylindres droites de révolution de 200cm² de diamètre égale à 16cm et ayant une hauteur égale à 32cm.

Pour le béton d'un âge $j < 28$ jours la résistance caractéristique la compression est donnée par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} ; \text{ pour } : f_{c28} \leq 40\text{MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} ; \text{ pour } : f_{c28} \geq 40\text{MPa} \end{array} \right. \quad \text{Pour } j < 28 \text{ jours.}$$

Lorsque l'âge de béton dépasse 28 jours on peut admettre une résistance au plus égale à $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$.

La résistance caractéristique alla compression f_{c28} est prise égale à **25MPa**.

b) Résistance du béton à la traction

La résistance du béton à la traction, est très faible. Elle est définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa)} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60\text{MPa}$$

Dans notre cas $f_{tj} = 2.1$ (MPa).

c) Déformation longitudinale du béton

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

c.1) Module de déformation longitudinale instantané

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa}$$

c.2) Module de déformation longitudinale différé

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \rightarrow \quad E_{v28} = 10818.685 \text{ MPa}$$

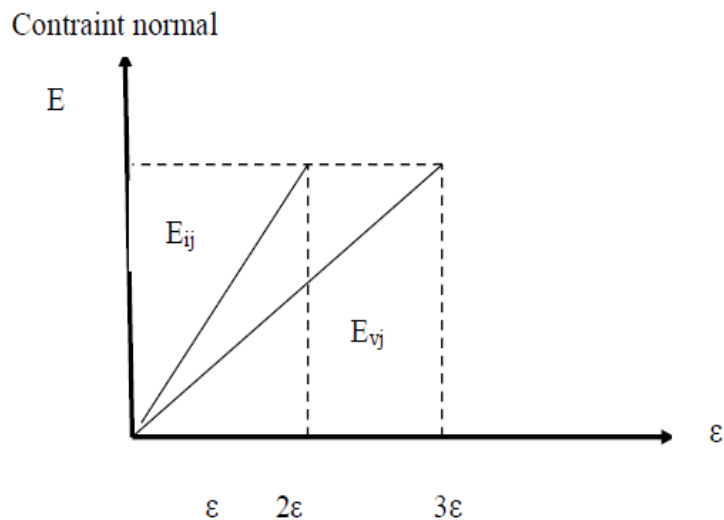


Figure I.7: Module de déformation instantané et différée.

c.3) Module de déformation transversale

La valeur du module de déformation transversal est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+V)}$$

- E : module de déformation longitudinale instantanée du béton.
- V : coefficient de poisson.

d) Coefficient de Poisson

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

- $\nu = 0$ dans le cas des états limites ultimes (E.L.U) (section fissurée).
- $\nu = 0.2$ dans le cas des états limites de service (E.L.S) (section non fissurée).

e) Diagramme contraintes déformation du béton à ELU

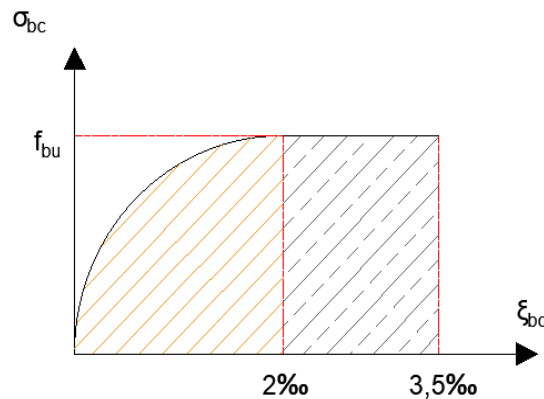


Figure I.8 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU

Le diagramme de déformation ξ_{bc} contraintes σ_{bc} du béton pouvant être utilisé dans les cas est le diagramme de calcul dit « parabole rectangle ».

La contrainte limite ultime est donnée par :

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

Avec :

θ : dépend du probable d'application (t) de la charge:

- $\theta = 0.85$ si $t < 1h$
- $\theta = 0.9$ si $1h \leq t \leq 24h$
- $\theta = 1$ si $t > 24h$

0.85 : un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée d'application des charges entraînant une diminution de la résistance.

γ_b : Coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans béton.

Le coefficient γ_b :

- 1.5 : en situation durable et transitoire.
- 1.15 : en situation accidentelle.

Pour $f_{c28} = 25$ MPa :

- $f_{bu} = 14.17$ MPa en situation durable et transitoire.
- $f_{bu} = 18.47$ MPa en situation accidentelle.

f) Contrainte de cisaillement

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

- Dans le cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3.33\text{MPa} .$$

- Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2.5\text{MPa} .$$

- Dans le cas des armatures inclinées

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.27 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 7\text{MPa}\right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 4.5\text{MPa}$$

Diagramme contrainte déformation du béton à ELS

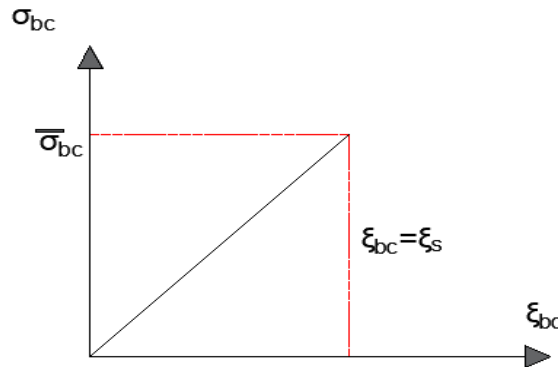


Figure I.9: Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

$$\text{D'où : } \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

I.7.2 Acier

Le matériau acier est un alliage de Fer et de Carbone en faible pourcentage. Les aciers pour le béton armé sont de :

- Nuance douce avec 0.15% à 0.25% de teneur en Carbone.
- Nuance mi-dure à dure avec 0.25% à 40% de teneur en Carbone.

I.7.2.1 Caractères mécaniques

La caractéristique mécanique servant de base aux justifications est l'état limite d'élasticité est garantie par le fournisseur est désignée par $\langle f_e \rangle$

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est égal à :

$$E_s = 200000 \text{ MPa}.$$

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers :

Treillis soudés (T.S) : Pour le voile périphérique et hourdis (Dalle de compression), on utilise treillis soudés.

Tableau I.1: Caractéristiques mécaniques des aciers.

Type d'acier	Nuances	Limite d'élasticité (MPa)	Utilisation
Rond lisse (RL)	FeE 220	215	Cadres, étriers, Anneaux de levage des pièces préfabriquées
	FeE 240	235	
Haute adhérence (HA)	FeE 400	400	Tous les travaux en béton armé
	FeE 500	500	
Treillis soudés	TLE 500	500	Empois courant pour radier Voiles, Planchers, Dallage
	TLE 600	600	

a) Contraint limite de l'acier

a.1) Contrainte à ELU

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier.

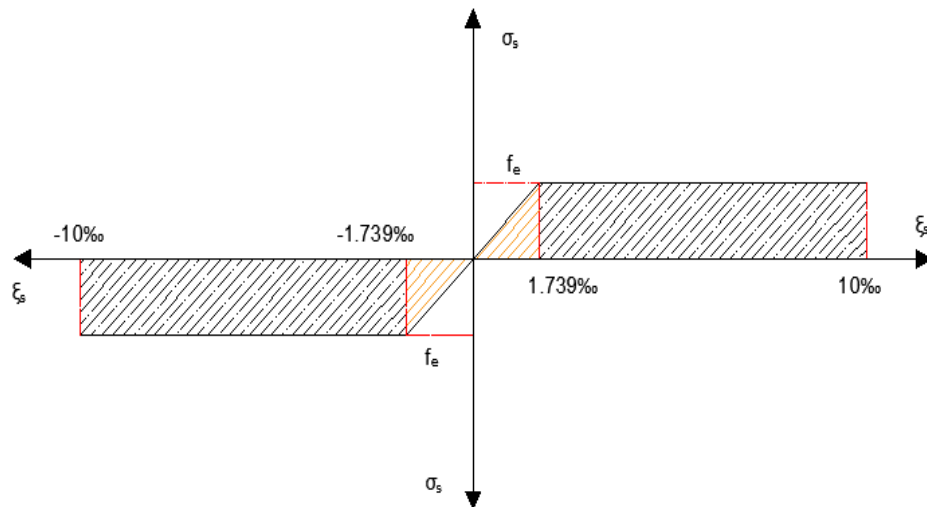


Figure I.10: Diagramme contraintes déformation de l'acier.

Le diagramme de calcul des aciers se déduit en remplaçant f_e par f_e/γ_s , et en conservant la pente E_s de la droite d'élasticité.

Le coefficient γ_s :

- 1.15 : en situation durable et transitoire.
- 1 : en situation accidentelle.

On rappelle que : $E_s = 200000$ MPa

$$\text{Si } \varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \rightarrow \quad \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

$$\text{Si } \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰} \rightarrow \quad \sigma_s = f_e / \gamma_s$$

Contraintes de traction

$$\varepsilon_s = 10\text{‰} \text{ donc : } \sigma_s = f_e / \gamma_s$$

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

- $\sigma_s = 348\text{MPa}$ en situation durable et transitoire.
- $\sigma_s = 400\text{MPa}$ en situation accidentelle.

a.2) Contrainte à ELS

Elle dépend de l'état de fissuration :

- Fissuration peu préjudiciable : Pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{1}{2}f_e, 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$.

η : Coefficient de fissuration ($\eta = 1$ pour les RL, $\eta = 1.6$ pour les HA).

- $\sigma_s = 347.83\text{MPa}$ en cas de Fissuration peu préjudiciable.
- $\sigma_s = 192.79\text{MPa}$ en cas de Fissuration préjudiciable.
- $\sigma_s = 157.74\text{MPa}$ en cas de Fissuration très préjudiciable.

I.8 Choix des matériaux dans l'élaboration du projet

• Béton

- Ciment CPJ dosé à 350kg/m^3
- $f_{c28} = 25\text{MPa}$
- $\sigma_{bc} = 14.17\text{MPa}$
- $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$
- $E_{ij} = 32164.195\text{MPa}$
- $E_{vj} = 10818.78\text{MPa}$
- $\gamma_b = 1.5$

• Acier

- Les barres (HA): Fe E400
- $\sigma_s = 348\text{MPa}$
- $\gamma_s = 1.15$
- $\eta = 1.6$

$$\gamma_{Es} = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

I.9 Conclusion

Le bon fonctionnement de la structure dépend fortement du fonctionnement de chaque élément. Ceci nous encourage à étudier chaque élément soigneusement tout en assurant sa stabilité ce qui entrainera par la suite la stabilité de la structure entière. Alors comme première étape il sera très utile de faire un pré dimensionnement des éléments structuraux et secondaires de notre structure, objet du chapitre suivant.

Chapitre II :
Pré dimensionnement des
éléments de structures et
évaluation des charges.

II.1 Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99V2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol.

II.2 Pré dimensionnements des éléments non structuraux

II.2.1 Planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance.

II.2.1.1 Planchers à corps creux

Dans ce projet les planchers sont en corps creux.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition suivant: C.B.A.93 [B.6.8.2.4].

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche:

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher(Epaisseur).

L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$L_{\max} = 3.70$ m.

$$\frac{h_t}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

$$h_t \geq \frac{370}{22.5}$$

$$h_t \geq 16.44 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $h_t = 20 \text{ cm}$.

Dalle de compression = 4 cm.

Corps creux = 16 cm.

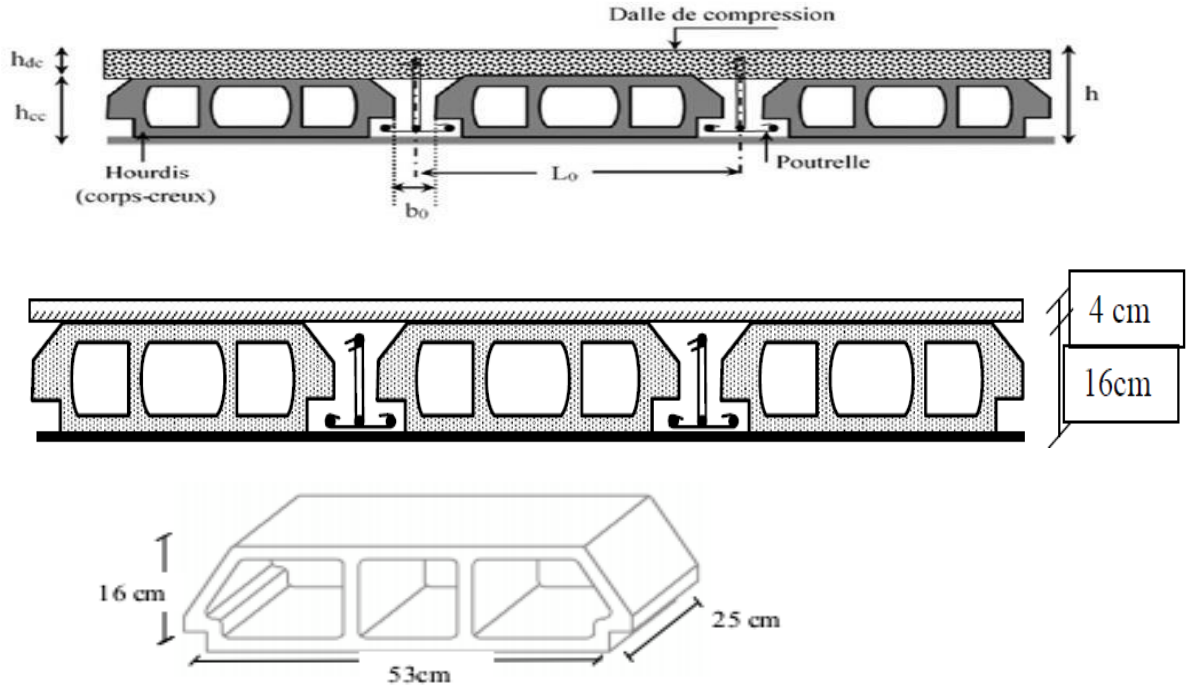


Figure II.1: Plancher à corps creux

a. Poutrelles

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

$$h_t = 20 \text{ cm.}$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t = (08 \text{ à } 12)$$

On adopte : $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$b_1 \geq \min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_{\max}}{10} \right)$$

Avec :

L_x : représente la distance entre poutrelles ($l_x = 55 \text{ cm}$).

L_{\max} : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($L_{\max} = 370 \text{ cm}$).

Tel que:

$$L_x = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm.}$$

$$b_1 \geq \min \left(\frac{55}{2}; \frac{370}{10} \right) = \min (27.5 ; 37) \text{ cm}$$

On adopte:

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

Pour la vérification:

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(27,5) + 10 = 65 \text{ cm.}$$

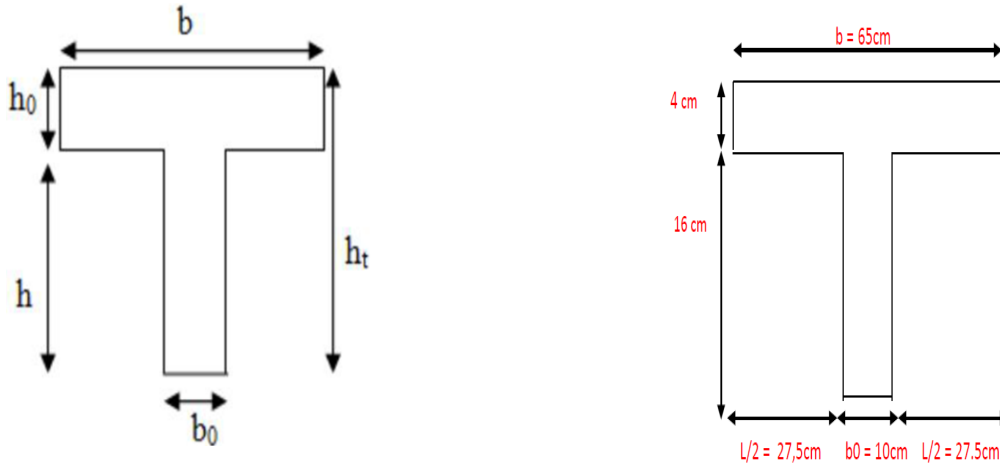


Figure II.2: Poutrelle

II.2.1.2 Dalles pleine (Balcon)

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

a. Résistance au feu

- $e = 7 \text{ cm}$: pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$: pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$: pour quatre heures de coupe-feu.

On admet que : $e = 16 \text{ cm}$.

b. Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Pour une dalle sur un seul appui:

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

- Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$$

Dans notre projet nous avons dalle reposant sur deux appuis donc : $L_x = 1.2m$

$$2.4 \leq e \leq 3$$

$$e = 4.5m$$

$$e_{dalle} = \max(16; 2.5)cm$$

$$e_{dalle} = 16cm$$

II.2.2 Évaluation des charges

Le calcul des charges et surcharges est effectué selon DTR-BC2.2 [4]

- Plancher terrasse (16+4).

Tableau II.1: Charge pour plancher terrasse (inaccessible)

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Protection gravillon	0.80	
Etanchéité multicouche	0.12	
Forme de pente	2.42	
Isolation thermique en liège	0.16	
Plancher corps creux	2.80	
Enduit en plâtre sous plafond	0.20	
TOTAL	6.50	1.00

- Plancher courant (16+4)

Tableau II.2: Charge pour plancher courant (accessible)

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.29	
Mortier de ciment	0.20	
Mortier de pose (sable fin)	0.36	
corps creux	2.85	
Enduit en plâtre	0.40	
Cloisons	0.90	
TOTAL	5	1.50

- Murs extérieurs:

Tableau II.3 : Evaluation des charges des cloisons extérieures.

Désignation	G (KN/m ²)
Enduit intérieur en ciment	0.44
Brique creuse	1.35
Brique creuse	0.90
Enduit extérieur en ciment	0.45
TOTAL	3.14

- Murs intérieurs:

Tableau II.4 : Evaluation des charges des cloisons intérieures.

Désignation	G (KN/m ²)
Enduit extérieur en ciment	0.40
Brique creuse	1.35
Enduit intérieur en ciment	0.40
TOTAL	2.15

• **Acrotère:**

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, Pour la terrasse inaccessible on prend cm (**h= 60cm**).

$$G_{\text{acrotère}} = \text{Poids volumique} \times S_{\text{acrotère}}$$

$$S = (0,60 \times 0,10) + \frac{0,03 \times 0,10}{2} + 0,07 \times 0,10$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

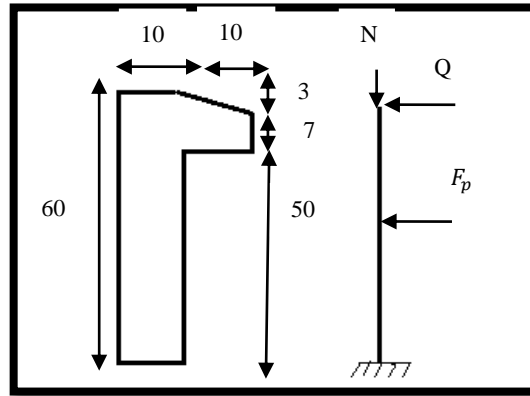


Figure II.3: schéma statique de l'acrotère.

Tableau II.5: Evaluation des charges de l'acrotère.

Désignation	G (KN/m ²)
Enduit de ciment extérieur	0.27
Béton	2.5
Enduit de ciment intérieur	0.27
TOTAL	3.04

• **Escalier:**

Un escalier est une succession de marches permettant le Passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre structure on a deux types d'escalier et il est fait en béton armé.

Etude de l'escalier :

Pratiquement : la hauteur $h : 14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$.

La largeur $g : 25 \leq g \leq 32 \text{ cm}$.

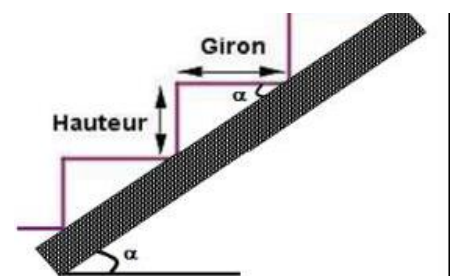
On prend : $h = 17 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$.

Formule de BLONDEL :

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

$$2.h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm} \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \dots (c \ v)$$

$$\text{Nombre de contre marche : } n = \frac{H}{h}$$



n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche.

$$n = \frac{306}{17} = 18 \text{ Contre marche.}$$

Angle de raccordement

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{281} = 0.54 \quad \alpha = 28.37$$

La paillasse est une dalle appuyée sur deux côtés :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad e \geq 11 \text{ pour deux heures de coup feu}$$

Longueur de volée :

$$L = \frac{l}{\cos \alpha} = \frac{281}{\cos(28.37)} = 320 \text{ cm}$$

$$10 \leq e \leq 16 \quad e = 15 \text{ cm}$$

On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

Donc : **e= 15cm.**

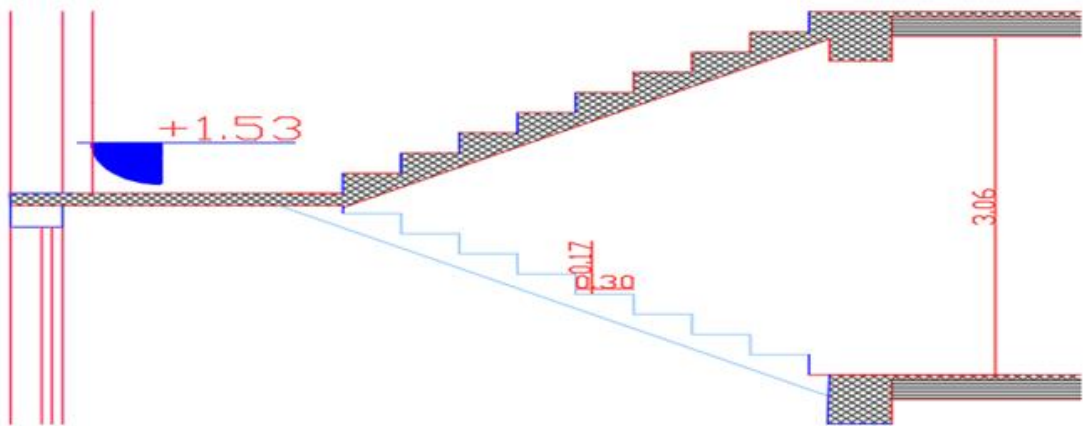


Figure II.4 : Coupe en élévation d'escalier

• **Palier :**

Tableau II.6: évaluation des charges du palier

Désignation		e (cm)	G(KN/m ²)
Dalle plain	25	15	4.5
Carrelage	20	2	0.40
Mortier de ciment	20	2	0.40
Lit de sable	18	2	0.36
Enduit de ciment	18	1.5	0.27
G	5.93KN/m²		
Q	2.5KN/m²		

- La volée:

Tableau II.7 : évaluation des charges de la volée (la paillasse)

Désignation			e (m)	G(KN/m ²)
Dalle plain	Type 1	25	0.15/cos(29.53)	4.30
	Type 2		0.15/cos(29.53)	4.30
Carrelage	Horizontale	20	0.02	0.40
	Vertical		0.02*(h/g)	0.24
Enduit de ciment	Type 1	18	0.015/(29.53)	0.31
	Type 2		0.015/cos(29.53)	0.31
Mortier en ciment	Horizontale	20	0.018	0.40
	Vertical		0.018*h/g	0.24
Poids de la marche		25	0.17/2	2.12
Garde de corps		/	/	0.6
G (G volée1 = GVolée2)			8.61KN/m²	
Q(G volée1 = GVolée2)			2.5 KN/m²	

- Balcon :

Tableau II.8: évaluation des charges du balcon.(terrasse et étage).

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	2	20	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	20	0,36
Enduit en ciment	2	18	0,40
Dalle pleine	16	25	4.00
Charge permanente totale			G = 5.60
Surcharge d'exploitation			Q = 3.50

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- Murs extérieurs : 3.14 KN/m²
- Murs intérieurs : 2.15 KN/m²
- Acrotère : 3.04 KN/m²
- Escalier: G = 5.93 KN/m² (surcharge permanente pour palier de repos)
 G = 8.61 KN/m² (surcharge permanente pour paillasse)
 Q = 2.50 KN/m²
- Balcon : G = 5.60 KN/m²
 Q = 3.50 KN/m²

II.3 Prédimensionnement des éléments structuraux

II.3.1 Poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

a. Poutres principales

Selon le règlement B.A.E.L 91 modifié 99 les poutres seront pré dimensionnées par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003.

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{\max} = 4.60\text{m}$)

D'où:

$$\frac{460}{15} \leq h_t \leq \frac{460}{10} \Rightarrow 30.66 \leq h_t \leq 46 \quad \text{Donc : soit } h_t = 40 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification:

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes:

Donc on adopte une poutre principale de section $(30 \times 40) \text{cm}^2$.

Vérification selon RPA 99 version 2003:

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad b = 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les conditions du RPA sont vérifiées donc la poutre principale à une section de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

b. Poutres secondaires

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{\max} = 3.70 \text{ m}$)

D'où:

$$\frac{370}{15} \leq h_t \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24.66 \leq h_t \leq 37 \quad \text{Donc : soit } h_t = 35 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm.}$$

Vérification:

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes:

Donc on adopte une poutre principale de section $(35*40)cm^2$.

Vérification selon RPA 99 version 2003:

$$b \geq 20cm \longrightarrow b= 30cm >20cm \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$h \geq 30cm \longrightarrow h= 35cm >30cm \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les condition du RPA sont vérifiées donc les poutres secondaires à une section de $(30*35) cm^2$.

II.3.2 Poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq 25cm \\ \text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} cm \\ 0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci-dessus.

Les dimensions des poteaux supposées : $(40x40) cm^2$ pour tous les poteaux de l'ouvrage.

Vérification : (R.P.A 99)

$$\min(40,40) \geq 25cm \rightarrow CV$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \rightarrow CV$$

$$0.25 \leq \frac{40}{40} \leq 4 \rightarrow CV$$

Descente de charges

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

- o le poids propre de l'élément.

- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère...)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

• **Surcharges différentes selon la loi de dégression:**

- Sous la terrasse: Q_0 .
- Sous le premier étage à partir du sommet: $Q_0 + Q_1$.
- Sous le deuxième étage: $Q_0 + 0,95 \cdot (Q_1 + Q_2)$.
- Sous le troisième étage: $Q_0 + 0,90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

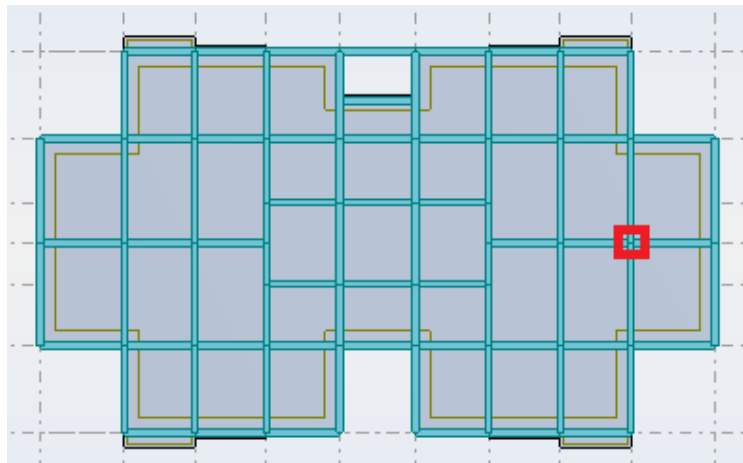


Figure II.5: Emplacement du poteau le plus sollicité (sur le plan).

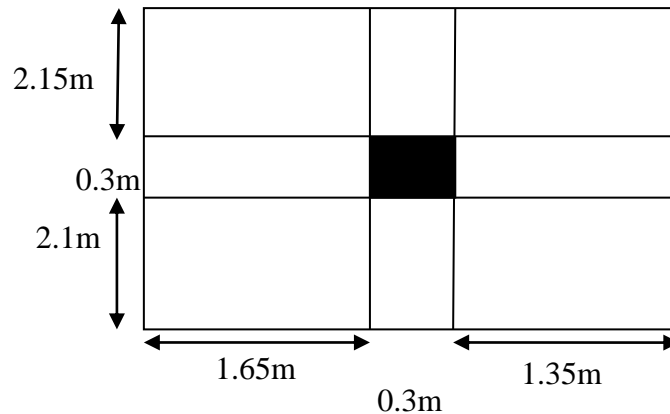


Figure II.6: Surface afférente du poteau.

• **Poteau intermédiaire : (La surface afférente)**

$$S_1 = 1.65 \times 2.1 = 3.46 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = 1.65 \times 2.15 = 3.55 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = 1.35 \times 2.1 = 2.83 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = 1.35 \times 2.15 = 2.90 \text{ m}^2.$$

Donc : $S_t = 12.71 \text{ m}^2$

Plancher terrasse:

$$\begin{cases} G = 12.71 * 6.5 = 82.61 \text{ KN} \\ Q = 12.71 * 1 = 12.71 \text{ KN} \end{cases}$$

Plancher étages:

$$\begin{cases} G = 12.71 * 5 = 63.55 \text{ KN} \\ Q = 12.71 * 1.5 = 19.1 \text{ KN} \end{cases}$$

Les poutres:

$$G_{pp1} = 25 \times 1.65 \times 0.30 \times 0.40 = 4.95 \text{ KN}.$$

$$G_{pp2} = 25 \times 1.35 \times 0.30 \times 0.40 = 4.05 \text{ KN}.$$

$$G_{ps1} = 25 \times 2.1 \times 0.30 \times 0.35 = 5.51 \text{ KN}.$$

$$G_{ps2} = 25 \times 2.15 \times 0.30 \times 0.35 = 5.64 \text{ KN}.$$

Donc : $G_{poutre} = 20.15 \text{ KN}$

a) **Poteaux :**

$G_{Pot} = S. 25. H_e$

Tableaux II.9 : Les différentes sections de Poteau

Les niveaux	Section du Poteau	La surface du poteau (S) m ²	La surface afférente (S) m ²
RDC 1 ^{ème} -2 ^{ème} 3 ^{ème} -4 ^{ème}	40 × 40	0.16	12.71

Application de la dégression

- Un bâtiment en béton armé (R+4) à usage d'habitation:
- Plancher RDC Q=1.5 KN/m².
- Plancher 1^{er} au 4^{ème} (habitations) Q=1,5 KN/m².
- Plancher terrasse (non accessible) Q=1 KN/m².

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

On a le nombre d'étage est supérieur à 5, donc le coefficient $(\frac{3+n}{2n})$ étant valable, et on obtient les valeurs suivantes : La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à

usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

Tableau II.10: Dégression des charges d’exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge(KN/m ²)
4	$N_{q0}=1,00$	1
3	$N_{q1}=q_0+q_1$	2,5
2	$N_{q2}=q_0+0,95 (q_1+q_2)$	3,85
1	$N_{q3}=q_0+0,90 (q_1+q_2+q_3)$	5,05
RDC	$N_{q4}=q_0+0,85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,1

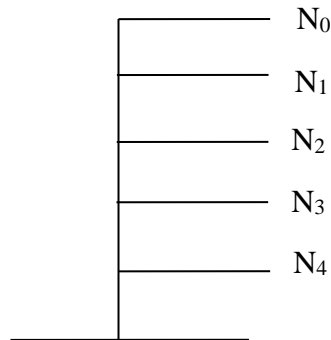


Figure II.7: Schéma statique de la descente de charge.

Descente de charges :

Pour les poteaux (RDC, 1^{er} et 4^{ème} étage) avec des sections (40×40) cm²:

Tableaux II.11 : La descente de charge de poteau.

Etages	Niveau	Elément	Poids Propre G (KN)	Charge d’exploitation Q (KN)
4 ^{ème} étage	N ₀	Plancher terrasse	$6.5 \times 12.71 = 82.61$	12.71
		Poutres	20.15	
	Somme		102.76	12.71
3 ^{ème} étage	N ₁	Venant N ₀	102.76	31.77
		Poteau	$0.40 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 12.24$	
		Plancher étage	$5 \times 12.71 = 63.55$	
		Poutres	20.15	
Somme		198.7	31.77	
2 ^{ème} étage	N ₂	Venant N ₁	198.7	48.93
		Poteaux	12.24	
		Plancher étage	63.55	
		Poutres	20.15	

	Somme		294.64	48.93
1^{ème} étage	N3	Venant N ₂	294.64	64.18
		Poteaux	12.24	
		Plancher étage	63.55	
		Pouters	20.15	
	Somme		390.58	64.18
R D C	N ₄	Venant N ₃	390.58	77.53
		Poteaux	12.24	
		Plancher étage	63.55	
		Pouters	20.15	
	Somme		486.52	77.53
en ELU			1.35 G = 656.802	1.5 Q = 116.295
Effort normal à la base du poteau			N_u = 773.097 KN	

❖ **Les vérifications nécessaires**

a) Poteau RDC:

• **L'effort normal ultime**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 656.802 + 116.295 = 773.1 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de **15%** tel que: Nu= 1.15x (1.35G+1.5Q).

Donc Nu= 1.15x773.1= **889.1KN**.

Vérification à la compression simple:

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec : } B : \text{Section de béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 * f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{889.1 * 10^{-3}}{0.6 * 25} = 0.059 \text{ m}^2$$

On a: B = 0.16 m²

B= 0.16 m² > 0.059 m²..... Condition vérifiée.

Vérification au flambement:

On doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha * \left(\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{B_r * \gamma_s} \right)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers.

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 * \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcule l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur de poteau.

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

I : Moment d'inertie $I = \frac{b_1 * h_1^3}{12}$

$$l_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 3.06 = 2.142 m$$

$$B = 0.16 m^2$$

$$I = \frac{0.0256}{12} = 0.213 * 10^{-2} m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.213 * 10^{-2}}{0.16}} = 0.1153$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.1153} = 18.577 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{18.577}{35} \right)^2} = 0.804$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha * \left(\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{B_r * \gamma_s} \right)}$$

$$B_r \geq \frac{889.1 * 10^{-3}}{0.804 * \left(\frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{8 * 400}{1000 * 1.15} \right)} = 0.052 m^2$$

$$A_s = 0.7\% \times B_r \dots\dots\dots \text{Zone I}$$

$$A_s = 0.8\% \times B_r \dots\dots\dots \text{Zone IIa}$$

$$A_s = 0.9\% \times B_r \dots\dots\dots \text{Zone IIb}$$

$$A_s = 0.9\% \times B_r \dots\dots\dots \text{Zone III}$$

Nous avons:

$$B_r = (40-2) * (40-2) * 10^{-4} = 0.1444 \text{ m}^2$$

$0.1444 \text{ m}^2 > 0.052 \text{ m}^2 \dots\dots\dots$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

II.3.3 Voile :

a. Définition et Prédimensionnement des voiles :

L'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règles parasismiques algériennes (version 2003).

D'où leur l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le RPA99 version 2003 (article 7.7.1) sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition : $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

$$e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$$

$$e \geq \max(e_{\min}; \frac{h_e}{22}) \quad (\text{Conditions de rigidité aux extrémités}).$$

Avec

L: longueur du voile.

e: épaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage.

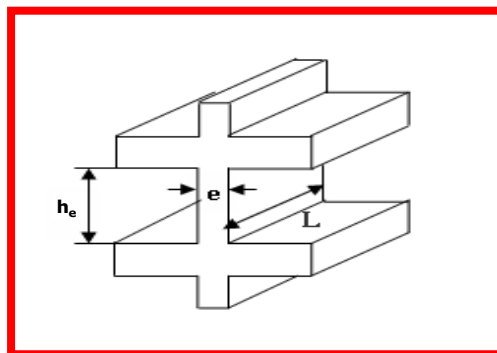


Figure II.8: Coupe de voile en élévation

Exemple:

On a:

$h_e = 3.06 \text{ m}$ pour R.D.C et étage courant.

$$\text{On a; } e \geq \frac{306}{22} \Rightarrow e \geq 13.90 \text{ cm}$$

On adopte:

$e = 15 \text{ cm}$pour R.D.C et étage courant.

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être:

$$L_{\min} \geq 4e \quad \text{donc on adopte: } L_{\min} \geq 80 \text{ cm.}$$

On a: $L_{\min} = 200 \text{ cm}$C'est vérifier.

II.4 Conclusion :

Après avoir pré dimensionné tous les éléments (planchers, poutres, poteaux, escaliers et voiles) on passe au chapitre suivant pour l'étude des éléments secondaires.

Chapitre III :
Calcul des éléments
secondaires

III Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction

Dans toute structure, on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2 Calcul de l'acrotère

III.2.1 Introduction

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

Il est réalisé en béton armé. Soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (figure. III.1)

III.2.2 Evaluation des Charges :

Poids propre de l'acrotère : $G = 1.72 \text{ KN/ml}$

Surcharge (la main courante) : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

III.2.3 Sollicitations :

III.2.3.1 Etat limite ultime :

$$N_u = 1.35 N_G = 1.35 \times 0.172 = 2.322 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1.5 N_Q \cdot h = 1.5 \times 0.100 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m/ml}$$

III.2.3.2 Etat limite de service :

$$N_{ser} = N_G = 0.172 = 1.72 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = N_Q \cdot h = 0.100 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m/ml}$$

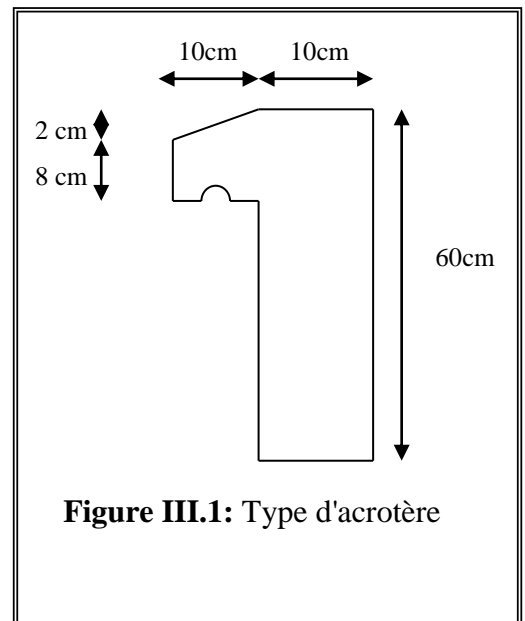


Figure III.1: Type d'acrotère

III.2.4 Ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (Fig.III.2).

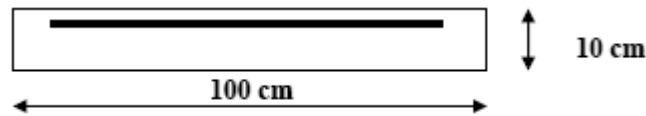


Figure III.2 : Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère

Les dimensions de la section :

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 0.9 h = 0.9 \times 10 = 09 \text{ cm}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que ce sont des éléments qui sont exposés aux intempéries, (variation de température, eau, neige, etc. ...). Le calcul se fera alors à l'ELU et à l'ELS.

III.2.4.1 Calcul à l'E.L.U :

Selon l'article A.4-4 du B.A.E.L91, en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \text{ tel que } e_1 = e_0 + e_a$$

e_0 : Excentricité de la résultante des contraintes normales.

e_2 : Excentricité dus aux effets de second ordre.

e_a : Excentricité additionnelle.

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.09}{0.2322} = 0.39 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi)$$

Calcul de l'élancement :

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0,6 = 1.2 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{avec: } I = \frac{b \cdot h^3}{12}; B = b \times h \quad ; i = 0.029$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1.2}{0,029} = 41.38$$

$$\lambda_{\max} \leq \max (50, \min [67 \times e_0/h, 100])$$

$$\lambda_{\max} \leq 100$$

$$\lambda = 41.38 < 100$$

Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.

$$\alpha = 10(1 - M_u/1,5 \cdot M_{ser}) = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \cdot 0,1} \times 2 = 0,0086 \text{ m}$$

$$e_a > \max (2\text{cm}, l/250) = \max (2\text{cm}, 60/250) \Rightarrow e_a = 0,02 \text{ m}$$

$$e_1 = 0.39 + 0.02 = 0.41 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.41 + 0.0086 = 0,419 \text{ m}$$

$$\text{On a : } \frac{l_f}{h} = 12$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\left(15, \frac{20.e_1}{h}\right) = 82 \Rightarrow \text{On tiendra compte des effets du second ordre.}$$

On majore N_u , M_u ; tel que la méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du second ordre en introduisant l'excentricité totale :

La sollicitation corrigée.

$$N'_u = 2.322 \text{ KN}$$

$$M'_u = N'_u \times (e_1 + e_2) = 0.2322 \times 0,419 = 0.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M'_u + N'_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 0.97 + 2.322 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 1.06 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

a/ 1^{ère} étape : étape fictive :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.106}{0.09^2 \times 14.17} \times 10^{-2} = 0.0092 \Rightarrow \mu = 0.0109 < 0.186 \text{ domaine 1.}$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ pas d'acier comprimé (SSAC)

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

$$\alpha = 0.013$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.089 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \left(\frac{0.106}{0.089 \times 348}\right) \times 10^{-2}$$

$$A_s = 0.34 \text{ cm}^2$$

b/ 2^{ème} étape : Retour à la section réelle

La section des armatures tendues dont la section réelles est (A_u).

$$A_u = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \sigma_{s10}$$

$$A_u = 0.34 \times 10^{-4} - \frac{0.2322 \times 10^{-2}}{348} = 0.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.2.4.2 Calcul à l'ELS

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = 1.72 \text{ KN/ml.}$$

► Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.72} = 0.35 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 35 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{0.10}{6} = 0.0167 \text{ m} \Rightarrow e_1 = 1.67 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC)

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant par rapport au c.d.g des armatures tendues.

$$M_{\text{ser}/A} = M_{\text{ser}} + N_{\text{ser}} \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.6 + 1.72 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.67 \text{ KN.m/ml}$$

La contrainte du béton est donnée / ELS: $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de l'acier :

Selon la rectification 99 du BAEL91

Arti.A.4.5.33 (cas de fissuration préjudiciable).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2/3 f_e ; \max \left(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} \times 0.09 = 0.047 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.09 - \frac{0.047}{3} = 0.074 \text{ m}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} b X \bar{\sigma}_{bc} Z = 1/2 (1 \times 0.047 \times 15 \times 0.074) = 0.026 \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{\text{ser}/A} = 0.067 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml} < M_1 = 0.026 \text{ MN.m/ml}$$

$M_{\text{ser}/A} < M_1 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées (SSAC)

$$A_{\text{ser}1} = \frac{M_{\text{ser}}}{z \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.067 \times 10^{-2}}{0.074 \times 201.63} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ser}} = A_{\text{ser}1} - \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{st}} = 0.45 \times 10^{-4} - \frac{0.172 \times 10^{-2}}{201.63}$$

$$A_{\text{ser}} = 0.36 \text{ cm}^2$$

III.2.4.3 Condition de non fragilité

$$A_{\text{min}} > \frac{0.23 b_o d f_{t28}}{f_e} = 1.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc $A_s > \max (A_s; A_{\text{ser}}; A_{\text{min}})$

Qui nous donne **4HA8 = 2,01 cm²/ml** espacée de 25cm

III.2.5 Armature de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2$$

On adopte **4HA6** avec un espacement de 15 cm

III.2.6 Vérification au cisaillement:

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN / ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1.5}{1 \times 0.09} = 0.017 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales, les armatures de répartition sont suffisantes.

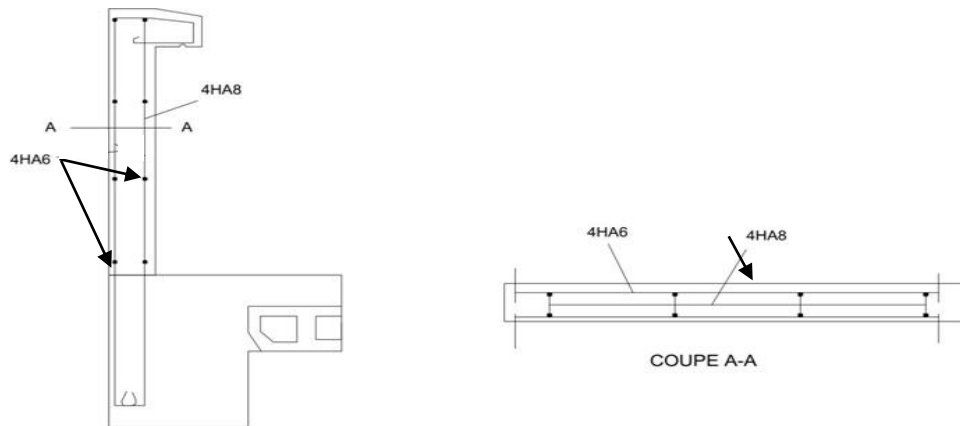


Figure III.3 : Disposition constructive des armatures de l'acrotère.

III.3 Calcul des balcons

III.3.1 Introduction

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par: $L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow$ avec $L = 1.20\text{m}$

$8 \leq e \leq 13$ on prend : $e = 12\text{ cm}$.

Avec des considérations pratiques (expérience); on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas plus pratique alors on doit majorer à : $e = 16\text{ cm}$.

Les balcons sont des éléments décoration dans les bâtiments, ils sont calculés comme des consoles encastrees.

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

$$Ly = 3,1$$

$$\rho = Lx/Ly = 120/310 = 0,387$$

$\rho = 0,387 < 0,4$ La dalle travaille dans un seul sens (comme une console)

III.3.1.1 Evaluation des charges

$$G = 5.60 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

Pour 1 ml :

$$G = 5.60 \text{ KN/m}$$

$$Q = 3.50 \text{ KN/m}$$

III.3.1.2 Sollicitations

Puisque le balcon est exposé aux intempéries, donc le calcul se fera à L'E.L.S.

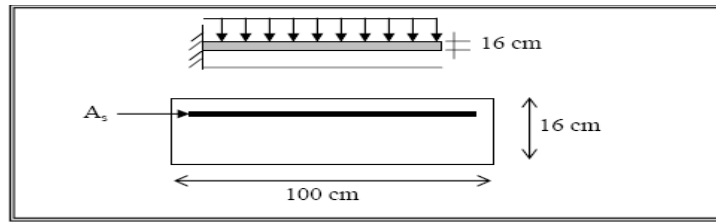


Figure III.4 : Section théorique pour le ferrailage du balcon

III.3.1.3 Combinaisons

$$P_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow P_u = 1.35 \times 5.6 + 1.5 \times 3.5 = 12.81 \text{ KN / ml}$$

$$P_{ser} = G + Q = 5.6 + 3.5 = 9.1 \text{ KN / ml}$$

$$M_u = - \frac{P_u \times L^2}{2} + \dots = -9.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = - \frac{P_{ser} \times L^2}{2} = -6.55 \text{ KN.m}$$

a/ ELU

$$\rho_m = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{9.22}{6.55} = 1.41 \Rightarrow \mu = 0.2999, \alpha_c = 0.459$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{9.22}{1(0.9 \times 0.16)^2 \times 14.17} \times 10^{-2} \Rightarrow \mu = 0.032$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ Pas d'armatures comprimées.

\Rightarrow Domaine 1, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}, \varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.041$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.141 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 1.87 \text{ cm}^2$$

Soit: **4HA10** ($A_s = 3,14 \text{ cm}^2$)

b/ ELS

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

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$X = \alpha \times d = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} \times 0.09 = 0.075 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.144 - (0.075/3) = 0.118 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_{bc} Z = 0.066 \text{ MN.m}$$

$M_{ser} < \bar{M}_1 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées (SSAC)

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.65 \times 10^{-2}}{0.118 \times 201.63} = 2.73 \text{ cm}^2$$

Soit: **4HA12 (As = 4.52 cm²)**

III.3.1.4 Vérification des contraintes

Il faut vérifier les deux conditions :

1) $\sigma_{bc} < 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \sigma_{bc} < 15 \text{ MPa}$

2) $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

Selon le BAEL91

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I_1}$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + 15 A'_s (y-c) - 15 A_s (d-y) = 0$$

$$\mu < \mu_c \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} b y^2 - 15 A_s (d-y) = 0$$

$$50 y^2 - 15 \times 4.52 (14.4 - y) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 447.05$$

$$y = (-67.8 + 447.05)/100 \Rightarrow y = 3.8 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s (d-y)^2 = 0 \Rightarrow I = \frac{100 \times (3.8)^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (14.4 - 3.8)^2$$

$$\Rightarrow I = 0.9447 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = (0.78 \times 3.8 \times 10^{-4}) / (0.9447 \times 10^{-4}) = 3.13 < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (vérifier)}$$

$$2) \sigma_{st} = \frac{n M_{ser} (d-y)}{I} = \frac{15 \times 0.65 \times 10^{-2} (0.144 - 3.8 \times 10^{-2})}{0.9447 \times 10^{-4}} = 109.40 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{ (vérifier)}$$

III.3.1.5 Condition de non fragilité

$$e = 16 \text{ cm} ; A_s = 4.52 \text{ cm}^2 ; y = 3.80 \text{ cm}$$

$$A > 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times (0.9 \times 0.16) \times \frac{2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 1.73 \text{ cm}^2 < A_s$$

III.3.1.6 Vérification de l'effort tranchant

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad \text{tel que } V_u = 1.672 \text{ t/ml}$$

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

V_u : valeur de l'effort tranchant pour E.L.U

$$\tau_u = \frac{1.672}{1 \times 0.144} \times 10^{-2} = 0.116 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.1.7 Vérification au séisme

D'après le RPA 99/Version2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être recalculés sous l'action des forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

A: coefficient d'accélération de zone.

$$A = 0,15 \text{ (groupe 2, zone IIa)}$$

C_P : facteur de force horizontale.

$$C_P = 0,80 \text{ (élément en console)}$$

W_P: poids de la console

$$W_P = 0.490 \text{ t/m}^2$$

D'où :

$$F_P = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 0.490$$

$$F_P = 0.235 \text{ t}$$

$$P_u = 1.5 F_P$$

$$M_u = 1.25 \times P_u = 0.441 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ser} = 0.294 \text{ t.m/ml}$$

$$\rho_m = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0.441}{0.294} = 1.5 \Rightarrow \mu_c = 0.334, \alpha_c = 0.5297$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0.441}{1 \times (0.9 \times 0.16)^2 \times 14.17} \times 10^{-2} \Rightarrow \mu = 0.015$$

$$\mu < 0.186 \Rightarrow \text{Pas d'armatures comprimées.}$$

$$\Rightarrow \text{Domain 1, } \sigma_s = 348 \text{ MPa, } \varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \Rightarrow \alpha = 0.019$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.142 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 0.89 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } \mathbf{2HA8} \text{ (} A_s = 1,01 \text{ cm}^2 \text{)}$$

III.3.1.8 Conclusion

E.L.U:

$$A_s = 4HA10 \quad (A_s = 3.14 \text{ cm}^2)$$

$$\text{E.L.S: } A_s = 4HA12 \quad (A_s = 4.52 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Force sismique } A_s = 2HA8 \quad (A_s = 1.01 \text{ cm}^2)$$

On opte comme section d'armature :

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \quad (4HA12)$$

$$A_t = A_s / 4 = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \blacktriangleright \quad A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad (4HA8)$$

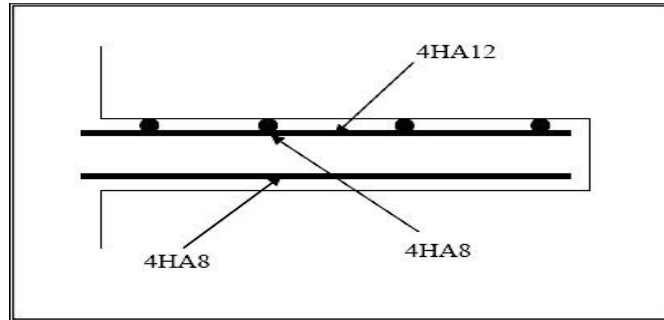


Figure III.5 : Schéma de ferrailage du balcon.

III.4 Calcul des escaliers**III.4.1 Définition**

Les escaliers constituent la famille la plus employée des circulations verticales. En effet, quel que soit le type de bâtiment, ils sont indispensables soit à titre de circulation principale, comme dans une maison individuelle, soit à titre de circulation de service ou de secours dans un immeuble collectif ou dans un établissement recevant du public.

Plusieurs dispositifs permettent de passer d'un niveau à un autre, en fonction de la dénivellation et de la longueur disponible, c'est-à-dire de l'inclinaison de la pente la plus faible à la plus inclinée.

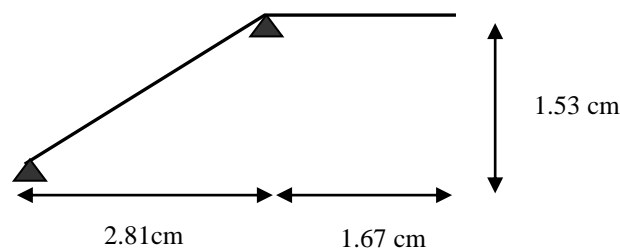
III.4.2 Schéma statique

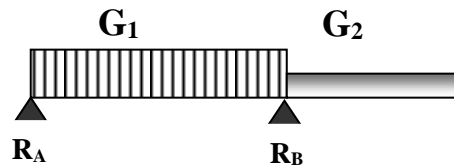
$$\text{Palliasse : } G_1 = 8.61 \text{ KN/m}$$

$$\text{: } Q_1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier : } G_2 = 5.93 \text{ KN/ml}$$

$$\text{: } Q_2 = 2.5 \text{ KN/ml}$$





III.4.3 Charges et surcharges

Palliasse : $G_1=8.61 \text{ KN/m}^2$
 : $Q_1=2.5 \text{ KN/m}^2$

Palier : $G_2=5.93 \text{ kn/m}^2$
 : $Q_2=2.5 \text{ KN/m}^2$

III.4.4 Combinaisons des charges

III.4.4.1 Calcul des charges à l'ELU et l'ELS

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

a) Palliasse

L'ELU

$$q_{u1} = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 \Rightarrow q_{u1} = 1.35 \times 8.61 + 1.5 \times 2.5$$

$$q_{u1} = 15.37 \text{ KN/ml}$$

L'ELS

$$q_{ser1} = G_1 + Q_1 \Rightarrow q_{ser1} = 8.61 + 2.5$$

$$q_{ser1} = 11.11 \text{ KN/ml}$$

b) Palier

L'ELU

$$q_{u2} = 1.35 G_2 + 1.5 Q_2 \Rightarrow q_{u2} = 1.35 \times 5.93 + 1.5 \times 2.5$$

$$q_{u2} = 11.76 \text{ KN/ml}$$

L'ELS

$$q_{ser2} = G_2 + Q_2 \Rightarrow q_{ser2} = 5.93 + 2.5$$

$$q_{ser2} = 8.43 \text{ KN/ml}$$

Tableau III.1 : Combinaisons des charges l'escalier.

Combinaisons	Volée (KN/ml)	Palier (KN/ml)
ELU	15.37	11.76
ELS	11.11	8.43

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre Uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes:

- La méthode des charges équivalentes.

- La méthode R.D.M.

III.4.4.2 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants :

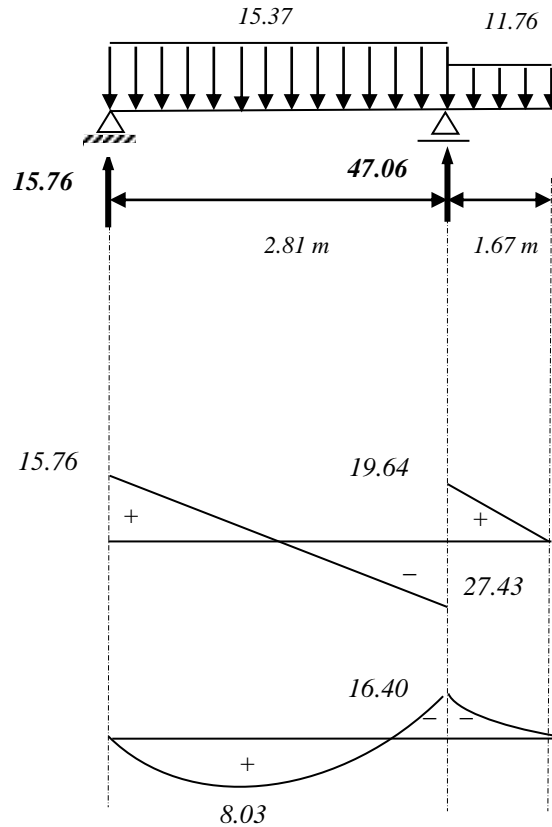


Figure III.6 : Diagrammes de moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELU.

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

	M ₀ (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	T _u (KN)
E.L.U	8.03	4.01	6.82	27.43
E.L.S	5.88	2.94	5	14.07

III.4.4.3 Calcul de ferrailage

❖ Armatures longitudinales

❖ Travée

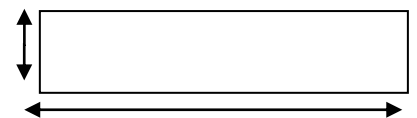
$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * \sigma_b} = \frac{6.82 \times 10^3}{14.2 \times (13^2 \times 100)} = 0.02 < 0.392$$

$$A'_s = 0$$

15 cm



Section simplement armée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.025$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.99$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{6.82 \times 10^3}{348 \times 0.99 \times 13} = 1.52 \text{ cm}^2$$

❖ Conditions non fragilité

$$\text{On a: } A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d (f_{t28}/f_e) = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.56 \text{ cm} \geq 1.52 \text{ cm}^2$$

On prend **4HA12 ; 4.52cm²**

❖ Espacement :

$$S_t \leq \min \{3e_p, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

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

❖ Armature de répartition.

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On pond **4HA8 ; 2.01cm²**

❖ Espacement entre les armatures

$$S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = \min \{60, 45\}$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 33 \text{ cm}$$

❖ Ferrailage aux appuis

$$M_u = 4.01 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{4.01 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.217 < 0.392$$

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.312$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.87$$

$$A_u = \frac{4.01 \times 10^3}{0.87 \times 348 \times 13} = 1.01 \text{ cm}^2$$

Condition de fragilité

$$\text{On a: } A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d (f_{t28}/f_e) = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \geq 1.01 \text{ cm}^2$$

On prend: **4HA10; 3.14 cm²**

Espacement

$$S_t \leq \min \{3ep, 33cm\} = 33cm$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25cm$$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78cm^2$$

On prend : **3HA8 ; S=1.51cm²**

Vérification à E.L.S

On vérifie que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + h \times A'_s (y - c') - n \times A_s (d - y) = 0$$

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

$$h \times A'_s (y - c') = 0$$

Travée :

$$\frac{100}{2} y^2 - 15 \times 1.12(13 - y) = 0$$

$$50y^2 + 16.8y - 218.4 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 209.67$$

$$y = \frac{209.67 - 16.8}{100} = 1.92$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s (d - y)^2$$

$$I_t = \frac{100 \times 1.92^3}{3} + 15 \times 1.12(13 - 1.92)^2 = 392.38cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{5.10^5 \times 1.92}{392.38^2} = 6.23MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa \quad \Rightarrow OK$$

Tableau III.3: Vérification des contraintes à l'ELS.

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _b ≤ σ _b
Travée	5	1.12	1.92	392.38	6.23	CV
Appuis	2.94	0.65	1.49	215.36	9.44	

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$T_{max} = 27.43KN$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{27.43 \times 10^3}{130 \times 1000} = 0.211MPa$$

❖ **La fissuration est considérée comme peu préjudiciable**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = \min \{3.33MPa; 5MPa\}$$

$$\tau_u = 0.211 < 3.33 \rightarrow CV$$

❖ Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (B.A.E.L.91 modifié 99) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{306} = 0.049 \geq 0.0625 \rightarrow CNV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_r}{10M_0} \Rightarrow 0.049 \geq \frac{30.66}{10 \times 36.07} \Rightarrow 0.049 \geq 0.085 \rightarrow CNV \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.043 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \rightarrow CNV \end{array} \right.$$

Comme les conditions (1) ; (2) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$f = \frac{M_i \times l_0^2}{10E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

E_i : module instantané de béton ($E_i = 32164.2 \text{ MPa}$)

I_{fi} : l'inertie fissurée

$$I_{fi} = \frac{1.I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho(2 + 3\frac{b_0}{b})}$$

$$\lambda_i = 6.17 \Rightarrow \mu = 0.93 \Rightarrow I_{fi} = 1231.8 \Rightarrow f = 0.03 < 0.61 \text{ mm}$$

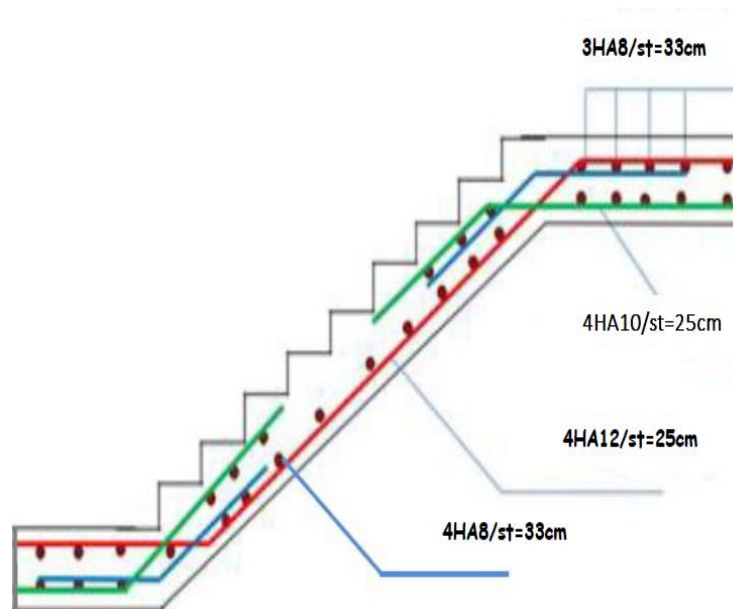


Figure III.7 : schéma de ferrailage d'escalier.

III.5 Etude de la poutre palière

III.5.1 Définition

Le calcul se fait en flexion simple pour une poutre simplement appuyée et uniformément chargée, les charges sont :

-Son poids propre.

-Poids de la maçonnerie.

-Réaction provenant du palier.

III.5.2 Pré dimensionnement

- D'après le BAEL

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \frac{335}{15} \leq h \leq \frac{335}{10}$$

$$22.33 \leq h \leq 33.5 \Rightarrow h = 30\text{cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow b = 30\text{cm}$$

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 du RPA99/ version 2003 suivant :

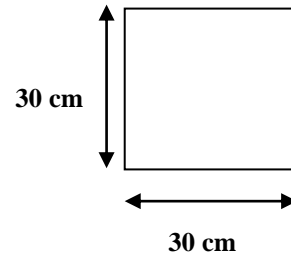
- D'après le RPA

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} \Rightarrow \text{cv}$$

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 30\text{cm} \Rightarrow \text{cv}$$

$$1 \leq \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1 \Rightarrow \text{cv}$$

On adopte une section de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$



III.5.3 Evaluation des charges

Poids propre de la poutre :

$$G_{poutre} = (0.30) \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$$

Charge linéaire du palier :

$$R = 47.06 \text{ kN/ml}$$

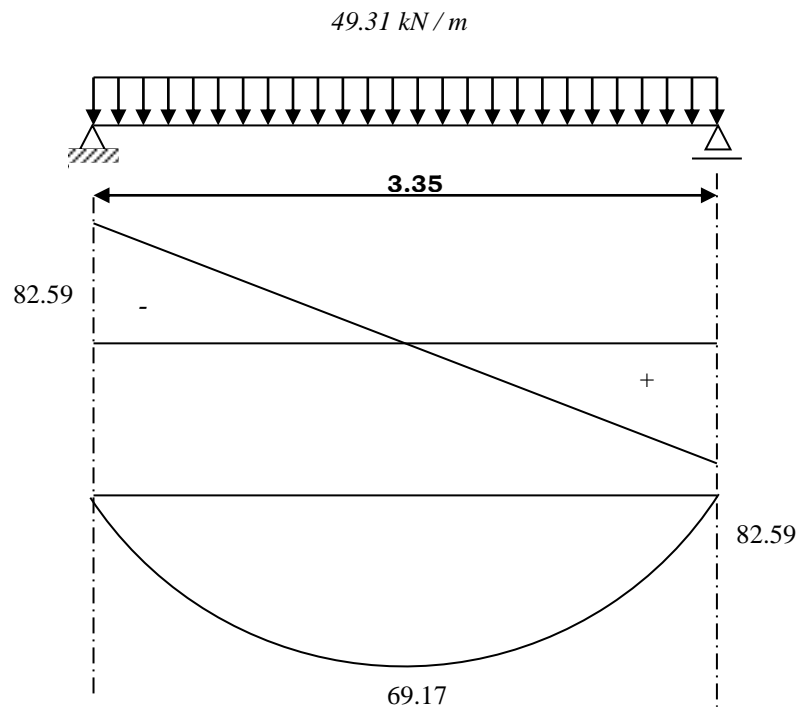


Figure III.8 : Diagrammes des Moments fléchissant et de L'effort tranchant de la palière

- Réaction d'escalier ou niveau du palier*E.L.U :*

$$R_B = 47.06 \text{ KN}$$

E.L.S :

$$R_B = 33.86 \text{ KN}$$

$$M_u^{\max} = 1,35 \left(\frac{(G_{\text{poutre}} + G_{\text{poutrepalère}}) L^2}{8} \right)$$

$$M_{\text{ser}}^{\max} = \frac{(G_{\text{poutre}} + G_{\text{poutrepalère}}) L^2}{8}$$

$$M_u^{\max} = 69.17 \times 1,35 = 93.38 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{ser}}^{\max} = 69.17 \text{ kN.m}$$

$$T_u^{\max} = 82.59 \times 1,35 = 111.49 \text{ kN}$$

$$T_{\text{ser}}^{\max} = 82.59 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : ELU : } \begin{cases} M_t = 0,85 M_u^{\max} = 79.37 \text{ kN.m} \\ M_a = 0,50 M_u^{\max} = 46.69 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_t = 0,85 M_{\text{ser}}^{\max} = 58.79 \text{ kN.m} \\ M_a = 0,50 M_{\text{ser}}^{\max} = 34.58 \text{ kN.m} \end{cases}$$

III.5.4 Ferrailage à l'état limite ultime**a. Armatures longitudinales**

$h = 30 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 27 \text{ cm}$; $c = 0,1h = 3 \text{ cm}$; $\sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$

a.1 En travée

$$M_t = 79.37 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b * d^2 * \sigma_{bc}} = \frac{79.37 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14.2} = 0.255 < 0.392$$

$$\mu = 0,255 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.255}) = 0.412$$

$$\beta = (1 - 0.4 * 0.412) = 0.84$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{79.37 \times 10^3}{0.84 \times 27 \times 348} = 10.05 \text{ cm}^2$$

On prend : **6HA16 = 12.06 cm²**

a.2 Sur appuis

$$M_a = 46.69 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b * d^2 * \sigma_{bc}} = \frac{46.69 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14.2} = 0.150 < 0.392$$

$$\mu = 0,150 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.150}) = 0.212$$

$$\beta = (1 - 0.4 * 0.212) = 0.91$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{46.69 \times 10^3}{0.91 \times 27 \times 348} = 5.46 \text{ cm}^2$$

On prend : **4HA14= 6.16 cm²**

b. Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} h/35 = 9.57 \text{ mm} \\ \phi = 12 \text{ mm} \\ b/10 = 30 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

✎ Calcul des espacements :

Généralement, si la fissuration n'est pas très préjudiciable et il n'y a pas de reprise de bétonnage on utilise la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,8f_e}$$

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b = 0,003 \times \frac{30}{2} \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ (Minimum de RPA)}$$

$$\text{Donc on prend } \phi = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 3,01 \text{ cm}^2$$

Par condition :

$$S < \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30 \text{ cm} \right) = 10 \text{ cm} \text{ (Zone nodale)}$$

$$S' < \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \text{ (Zone courante)}$$

$$\text{On prend } \begin{cases} S = 10 \text{ cm} & (L_{ZN} = 2 \times h = 60 \text{ cm}) \\ S' = 15 \text{ cm} & (L_{ZC} = 1,35 \text{ m}) \end{cases}$$

III.5.5 Vérifications nécessaires

a. Vérification de la contrainte

Considérons le cas préjudiciable.

a.1 En travée

$$A_s = 10.05 \text{ cm}^2; M_{ser} = 58.79 \text{ kN.m};$$

La position de l'axe neutre :

$$(b/2)y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \Rightarrow y = 13 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = (b/3) y^3 + 15A_s(d-y)^2 = 57426.4 \text{ cm}^4$$

On vérifie que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_a = n \frac{M_{ser}}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_a$

$$\sigma_b = 13.30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow OK$$

$$\sigma_a = 15 \frac{58.79 * 10^3}{57426.4} (27-13) = 215 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa} \Rightarrow CV$$

a.2 Sur appuis

$$M_a = 34.58 \text{ kN.m} \quad A_s = 6.16 \text{ cm}^2$$

La position de l'axe neutre :

$$(b/2)y^2 - 15A_s(d-y) = 0 \quad \Rightarrow y = 10.17 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = (b/3) y^3 + 15A_s(d-y)^2 = 36690.90 \text{ cm}^4$$

On vérifie que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ et } \sigma_a = n \frac{M_{ser}}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = 9.58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow OK$$

$$\sigma_a = 237.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa} \Rightarrow CV$$

b. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = \min \{A_s^t; A_s^a\} = A_s^a = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0,23 \times 30 \times 27 \frac{2,1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2 < A_s = 6.16 \text{ cm}^2 \Rightarrow Ok$$

c. Vérification de la flèche

On doit vérifier dans les deux sens

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \frac{0,30}{3,35} = 0,089 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow Ok$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \Rightarrow \frac{11,81}{30 \times 27} = 0,01 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \quad \Rightarrow OK$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \Rightarrow \frac{h}{L} = 0,089 > \frac{M_t}{10M_0} = 0,085 \quad \Rightarrow Ok$$

d. Vérification de la contrainte de cisaillement (effort tranchant)

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$

$$T_u = 111.49 \text{ kN}; \quad b = 30 \text{ cm}; \quad d = 27 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{111.49 \cdot 10^3}{300 \times 270} = 1.37 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Ok}$$

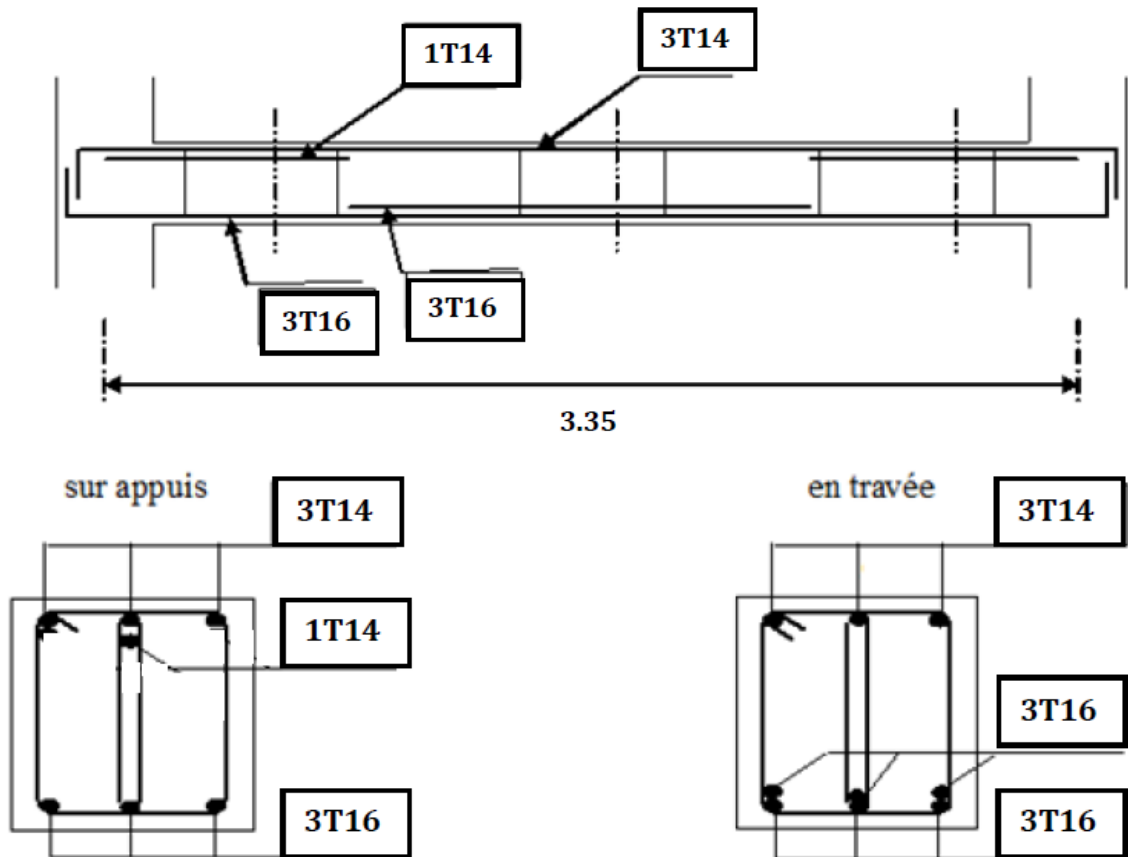


Figure II.9: ferrailage de poutre palière.

III.6 Calcul du plancher :

III.6.1 Définition :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux supposés infiniment rigides leur plan. Ils ont pour rôle.

- Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- Assure l'isolation des différents étages des points de la vue thermique et acoustique.

III.6.2 Calcul des planchers (poutrelles):

Pour le calcul des moments et d'efforts tranchants : On utilise les méthodes suivantes :

III.6.2.1 Méthode forfaitaire :

Domaine d'application :

- Fissuration n'est pas préjudiciable
- Les portes successives des travées dans un rapport 0.8 à 1.25 ; $(0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25)$
- Les éléments d'inertie dans les sections transversales sont les mêmes

- La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN/m²

Application de la méthode :

Soit : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$: Moment fléchissant de la poutre isostatique.

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

Les moments :

- **Les moments en travées :**

➤ **Pour les travées de rive:**

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05 M_0 \right]$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

➤ **Pour les travées intermédiaires :**

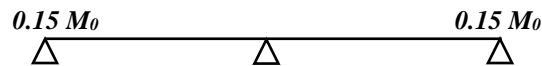
$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05 M_0 \right]$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

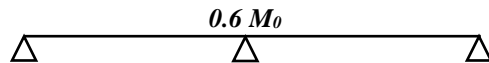
- **Les moments en appuis :**

Pour une poutre à deux travées :

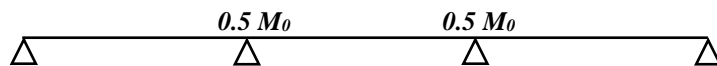
0.15M₀: Pour les appuis de rive



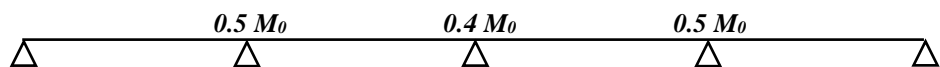
0.6M₀ : Pour une poutre à deux travées



0.5M₀ : Pour les appuis de rive pour une poutre }2 travées



0.4M₀ : Pour les appuis intermédiaires pour une poutre }3 travées



L'effort tranchant :

$$T_w = \frac{qL}{2} + \left| \frac{M_w - M_e}{L} \right|$$

$$T_e = \frac{-qL}{2} + \left| \frac{M_w - M_e}{L} \right|$$

III.6.2.2 Méthode Caquot :

Application de la méthode :

Les moments :

- Les moments en appuis :

- Appuis de rive : $M_A = M_H = 0$

- Appuis intermédiaires : $M_{appuis} = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')}$

Avec : $l' = l$ pour les deux travées de rive

$l' = 0.8l$ Pour les travées d'intermédiaires

- Les moments en travée :

$$M(x) = \frac{-qx^2}{2} + \frac{ql}{2}x + M_w + \frac{M_e - M_w}{L}X$$

Avec : $T(x) = 0 \Rightarrow X = \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{qL}$

Les efforts tranchants :

$$T(x) = \frac{ql^2}{2} - qx + \frac{M_e - M_w}{L}$$

Avec : $T_w(x=0) = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}$

$$T_w(x=l) = \frac{-ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}$$

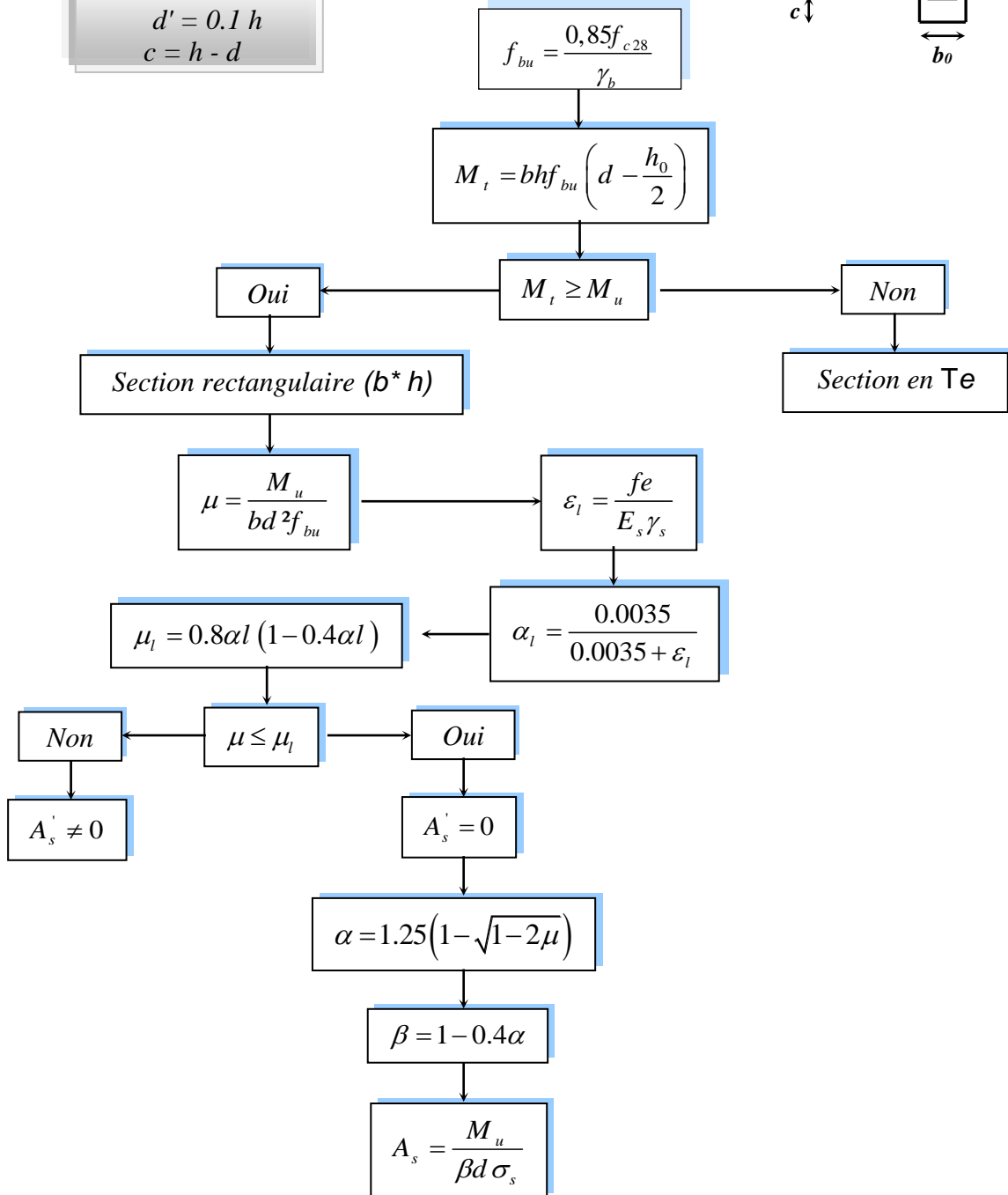
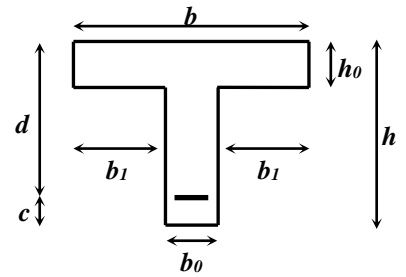
$M_e; M_w$: Sont des moments des appuis à droite et à gauche de la travée considérée

III.6.2.3 Ferrailage :

Les poutrelles sont ferrillées à la flexion simple, avec une fissuration peu nuisible
organigramme de la flexion simple (section en T):

Organigramme de calcul de la poutrelle à la flexion simple avec FPN -section en T e-

Données :
 b, h, h_0
 f_{c28}, f_e
 $d = 0.9 h$
 $d' = 0.1 h$
 $c = h - d$



a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b d f_{t28}}{f_e}$$

b. Vérification de contrainte :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$b y^2 + 30(A_s + A'_s) y - 30(d A_s + d' A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2 \right]$$

c. Condition de cisaillement :

Pour éviter le risque de cisaillement il faut que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 4 \text{MPa})$$

d. Espacement :

$$S_t \leq S_t^{\max}$$

$$\text{Avec : } S_t^{\max} \leq \min(0,9d, 40 \text{cm})$$

e. Vérification de flèche :

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

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

Si les trois conditions ne sont pas vérifiées la flèche est nécessaire d'après le BAEL 91 :
Pour les flèches dues aux charges instantanées :

$$f_i = \frac{M L^2}{10 E_i I_{fi}} \quad \text{où} \quad I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad \text{et} \quad \lambda_i = \frac{0,05 f_{c28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{et} \quad \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

Pour les flèches dues aux charges de longue durée :

$$f_v = \frac{M L^2}{10 E_v I_{fv}} \quad \text{où} \quad I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} \quad \text{et} \quad \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0,4 \lambda_i \quad \text{avec} \quad \rho = \frac{A_s}{b_0 d}$$

La flèche totale à comparer aux valeurs admissible vaut :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{si } L < 5m$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad \text{Si } L > 5m$$

III.6.2.4 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \{2G = 11.72 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2\} \dots \text{CV}$$

Les moments d'inertie constante ...CV

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \dots \text{CV}$$

Fissuration ns sont considérées comme peu préjudiciables puisque les planches sont protégéesCV

Absence de charge rapidement variable dans le temps et de position...CV

$$0.8 \leq \frac{3.7}{3.1} = 1.19 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.1}{3.15} = 0.98 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.15}{3.2} = 0.98 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.2}{3.35} = 0.96 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.35}{3.2} = 1.04 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.2}{3.15} = 1.02 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.15}{3.1} = 1.02 \leq 1.25$$

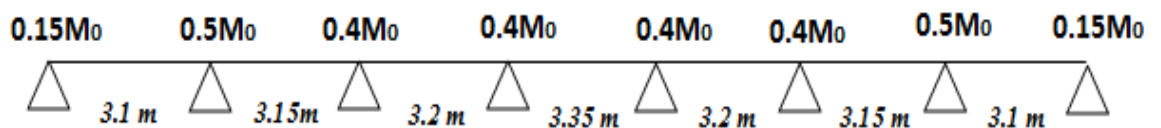
$$0.8 \leq \frac{3.1}{3.7} = 0.84 \leq 1.25$$

Si l'une des conditions précédentes « **de la méthode forfaitaire** » n'est pas vérifiée donc il faut travailler avec une autre méthode, notamment « **la méthode de Caquot** ».

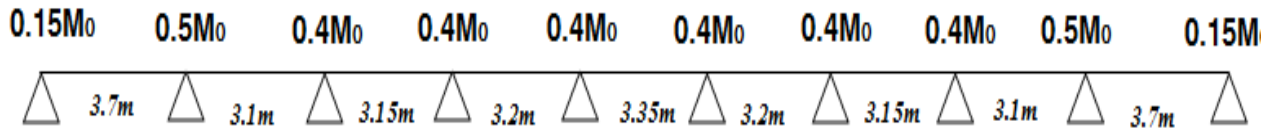
III.6.2.5 Types des planchers :

a. Terrasse :

Type 1 :

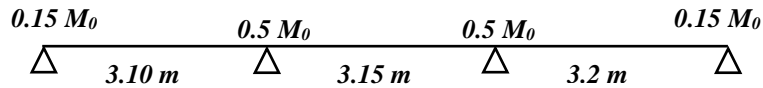


Type 2 :



b. Etage courant + RDC :

Type 1 :



Type 2 :

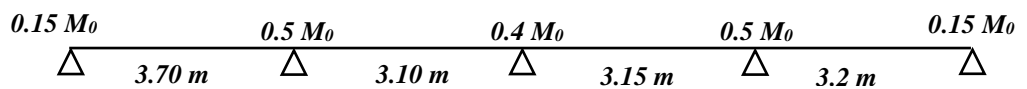


Figure III.10 : Evaluation des moments fléchissant.

Exemple de calcul :

On prend comme un exemple de calcul le **type 1** de plancher terrasse par **la méthode forfaitaire**.

- **Evaluation des efforts tranchants :** Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondue même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).
- **L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :**
 - * (15 %) s'il s'agit d'une poutre deux travées.
 - * (10 %) s'il s'agit d'une poutre plus de deux travées.

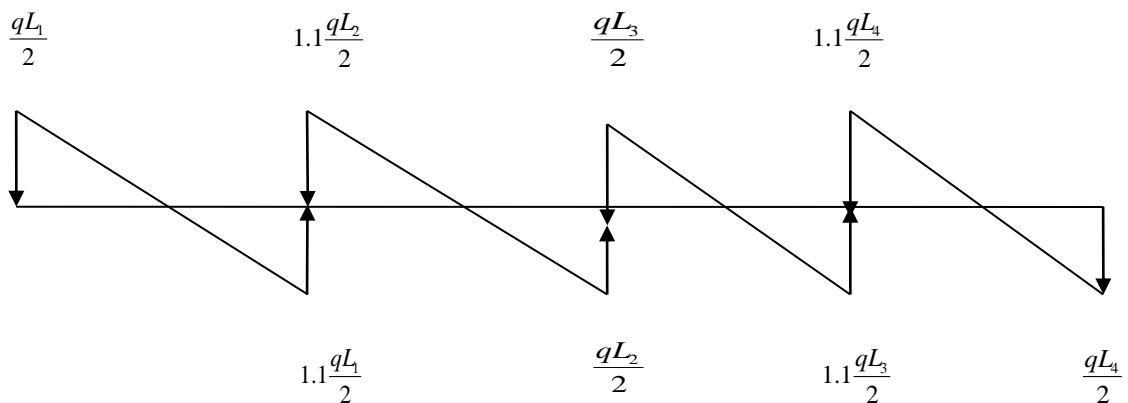


Figure III.11 : Evaluation des efforts tranchants.

Plancher terrasse :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.50} = 0.13$$

$$1 + 0.3\alpha = 1 + (0.3 \times 0.13) = 1,04$$

$$\frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} = \frac{(1.2 + (0.3 \times 0,13))}{2} = 0.62$$

$$\frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} = \frac{(1 + (0.3 \times 0.13))}{2} = 0.52$$

Plancher étage :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5} = 0.23$$

$$1 + 0.3\alpha = 1 + (0.3 \times 0.22) = 1,066$$

$$\frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} = \frac{(1.2 + (0.3 \times 0,22))}{2} = 0.6633$$

$$\frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} = \frac{(1 + (0.3 \times 0.22))}{2} = 0.533$$

III.6.2.6 Evaluation des charges :**a) Plancher terrasse :**

$$G = 6.73 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} g = 6.73 \times 0.65 = 4.37 \text{ KN} / \text{ml} \\ q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN} / \text{ml} \end{array} \right\}$$

b) Plancher étage :

$$G = 5.35 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} g = 5.35 \times 0.65 = 3.47 \text{ KN} / \text{ml} \\ q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN} / \text{ml} \end{array} \right\}$$

III.6.2.7 Combinaisons d'action :

$$\text{ELU} : P_u = 1.35g + 1.5q$$

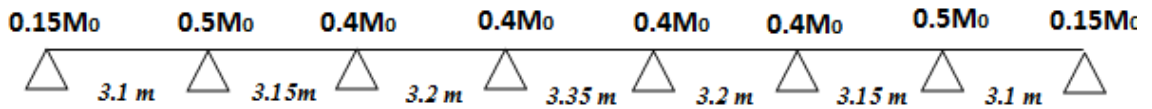
$$\text{ELS} : P_s = g + q$$

Tableau III.4 : Combinaisons d'action

Désignations	Terrasse	Etage
ELU	6.87	6.15
ELS	5.02	4.45

III.6.3 Détermination des sollicitations des planchées :**III.6.3.1 Plancher terrasse**

Type



ELU:

Travée	L(m)	P _U (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
1	3.1	6.87	8.25	1.24	4.12	5.98	10.65	11.71
2	3.15	6.87	8.52	4.26	3.41	5.11	11.90	10.82
3	3.2	6.87	8.79	3.52	3.52	5.71	10.99	10.99
4	3.35	6.87	9.64	3.86	3.86	6.26	11.51	11.51
5	3.2	6.87	8.79	3.52	3.52	5.71	10.99	10.99
6	3.15	6.87	8.52	3.41	4.26	5.11	10.82	11.90
7	3.1	6.87	8.25	4.12	1.24	5.98	11.71	10.65

- Les moments en travées :

- Pour les travées de rive :

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05 M_0 \right]$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

- Pour les travées intermédiaires :

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05 M_0 \right]$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

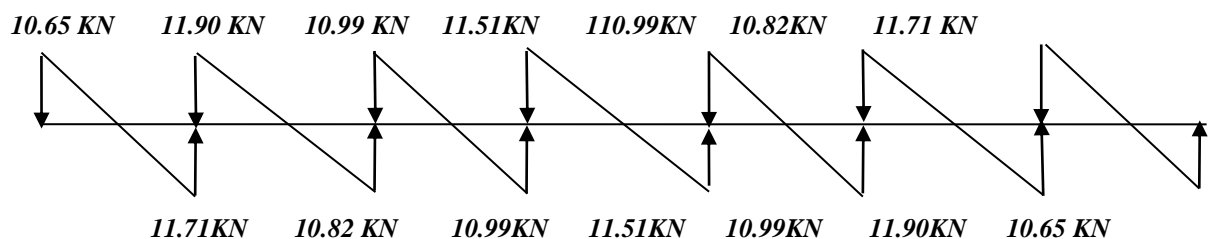
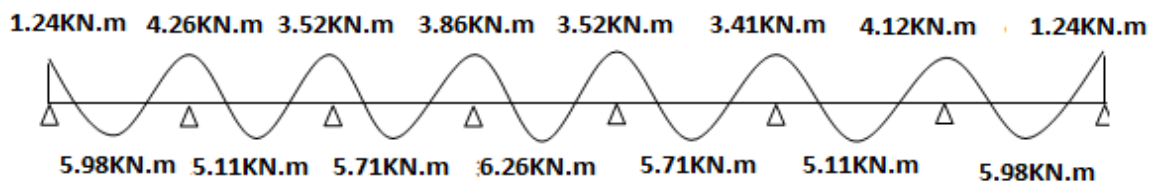
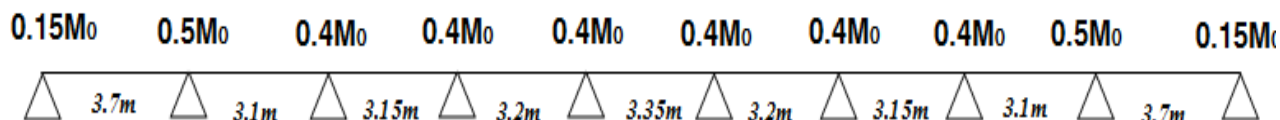


Figure III.12 : Evaluation des moments et efforts tranchants type 01 (Plancher terrasse).

ELS :

Travée	L (m)	P _s (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t
1	3.1	5.02	6.03	0.9	3.01	4.37
2	3.15	5.02	6.23	2.49	2.49	4.05
3	3.2	5.02	6.43	2.57	2.57	4.18
4	3.35	5.02	7.04	2.82	2.82	4.57
5	3.2	5.02	6.43	2.57	2.57	4.18
6	3.15	5.02	6.23	2.49	2.49	4.05
7	3.1	5.02	6.03	3.01	0.9	4.37

Type 2 :



ELU :

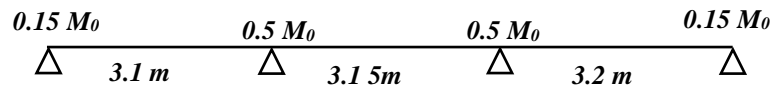
Travée	L(m)	P _U (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
1	3.7	6.87	11.76	1.76	5.88	8.53	12.71	13.98
2	3.1	6.87	8.25	4.12	3.3	4.95	11.71	10.65
3	3.15	6.87	8.52	3.41	3.41	5.54	10.82	10.82
4	3.2	6.87	8.79	3.52	3.52	5.71	10.99	10.99
5	3.35	6.87	9.64	3.86	3.86	6.26	11.51	11.51
6	3.2	6.87	8.79	3.52	3.52	5.71	10.99	10.99
7	3.15	6.87	8.52	3.41	3.41	5.54	10.82	10.82
8	3.1	6.87	8.25	3.3	4.12	4.95	10.65	11.71
9	3.7	6.87	11.76	5.88	1.76	8.53	13.98	12.71

ELS :

Travée	L(m)	P _U (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t
1	3.7	5.02	8.59	1.29	4.29	6.23
2	3.1	5.02	6.03	3.01	2.41	3.62
3	3.15	5.02	6.23	2.49	2.49	4.05
4	3.2	5.02	6.43	2.57	2.57	4.09
5	3.35	5.02	7.04	2.82	2.82	4.57
6	3.2	5.02	6.43	2.57	2.57	4.09
7	3.15	5.02	6.23	2.49	2.49	4.05
8	3.1	5.02	6.03	2.41	3.01	3.62
9	3.7	5.02	8.59	4.29	1.29	6.23

III.6.3.2 Etage courant :

Type 1 :



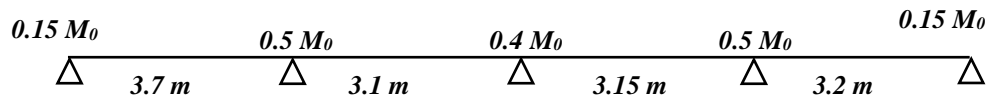
ELU :

Travée	L (m)	P _U (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
1	3.1	6.15	7.39	1.11	3.69	5.36	9.53	10.48
2	3.15	6.15	7.63	3.81	3.81	4.20	10.65	10.65
3	3.2	6.15	7.87	3.93	1.18	5.71	10.82	9.84

ELS :

Travée	L (m)	P _s (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t
1	3.1	4.45	5.34	0.80	2.67	3.87
2	3.15	4.45	5.52	2.76	2.76	3.04
3	3.2	4.45	5.7	2.85	0.85	4.13

Type 2 :



ELU :

Travée	L (m)	P _U (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
1	3.7	6.15	10.52	1.58	5.26	7.63	11.38	12.51
2	3.1	6.15	7.39	3.69	2.96	5.36	9.53	10.48
3	3.15	6.15	7.63	3.05	3.81	4.20	10.65	10.65
4	3.2	6.15	7.87	3.93	1.18	5.71	10.82	9.84

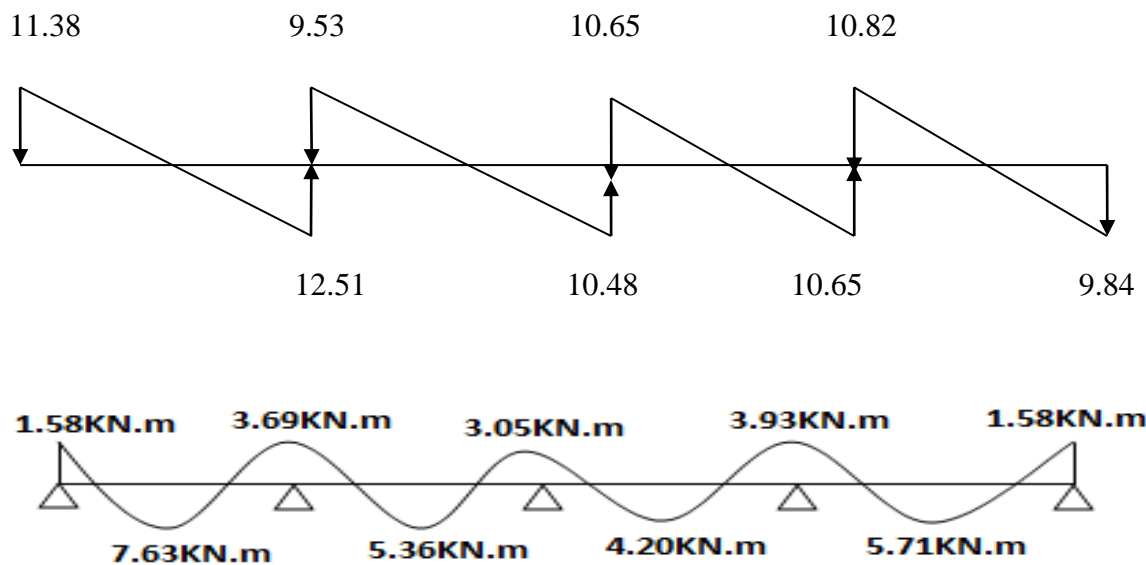


Figure III.13 : Evaluation des moments et efforts tranchants type 01 (Etage courant).

ELS :

Travée	L (m)	P _s (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t
1	3.7	4.45	7.61	1.14	3.8	5.52
2	3.1	4.45	5.34	2.67	2.14	3.2
3	3.15	4.45	5.52	2.21	2.76	3.31
4	3.2	4.45	5.7	2.85	0.85	4.13

III.6.4 Ferrailage des poutrelles :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

a. Plancher terrasse :

- Poutrelle de (**type 01**) donne les moments et efforts tranchants maximales.

Tableau III.5 : Les sollicitations les plus défavorables des poutrelles

	M ₀ max(KN.m)	M _t max	M _{amax}	T _{max} (KN)
ELU	9.64	6.26	4.26	11.9
ELS	7.04	4.57	2.82	/

ELU:

Calcul de moment résistant de la section en T:

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$ et de hauteur $d = 18\text{cm}$.

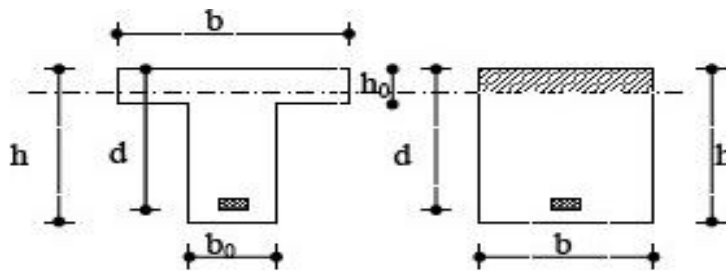


Figure III.14 : Coupe de Section Rectangulaire et Section en T

Travée :

$$\mu = \frac{M_t}{d_0 \times b \times d^2} = \frac{6.26 \times 10^6}{14.2 \times 650 \times 180^2} = 0.021 < 0.392$$

Donc les armatures comprimées sont pas nécessaire $A' = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.026$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18(1 - 0.4 \times 0.026) = 17.81\text{cm} = 178.1\text{mm}$$

$$A_u = \frac{6.26 \times 10^3}{0.1781 \times 348} = 101\text{mm}^2 = 1.01\text{cm}^2$$

Appuis :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10$ cm.

$$\mu = \frac{M_a}{\delta_b \times b \times d^2} = \frac{4.26 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 180^2} = 0.092$$

$$\alpha = 0.121$$

$$Z = 17.13 \text{ cm}$$

$$A = \frac{4.26 \times 10^3}{348 \times 0.1713} = 0.71 \text{ cm}^2$$

$M_a(\text{N.m})$	μ	μ_l	α	Z	$A(\text{cm}^2)$
4.26	0.092	0.392	0.121	17.13	0.71

❖ **Vérification de la l'effort tranchant :**

$$\tau_\mu = \frac{T_u}{d \times b_0} = \frac{11.9 \times 10^3}{180 \times 100} = 0.66$$

$$\bar{\tau}_u = 3.3$$

$$\tau_\mu < \bar{\tau}_u$$

❖ **Conditions non fragilité**

Travée :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{65 \times 20}{1000}, 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} \right\} = \max \{1.3, 1.41\} \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Appui :

	A_c	A_{\min}	A_{\max}	A_d
Travée	1.01	1.41	1.41	3HA10=2.36
Appui	0.71	0.21	0.71	2HA10=1.57

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{10 \times 20}{1000}, 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} \right\} = 0.21 \text{ cm}^2$$

Plancher terrasse :

- Poutrelle de (**type 02**) donne les moments et efforts tranchants maximales.

Tableau III.6 : Les sollicitations les plus défavorables des poutrelles

	$M_0 \text{ max(KN.m)}$	$M_t \text{ max}$	M_{\max}	$T_{\max}(\text{KN})$
ELU	11.76	8.53	5.88	13.98
ELS	8.59	6.23	4.29	/

ELU:

Calcul de moment résistant de la section en T:

$$M_o = \overline{\delta}_b \times b \times h_o \left(d - \frac{h_o}{2} \right) = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_{t_{\max}} = 8530 < 59072 \text{ N.m}$$

Travée :

$$\mu = \frac{M_t}{\overline{\delta}_b \times b \times d^2} = \frac{8.53 \times 10^6}{14.2 \times 650 \times 180^2} = 0.028 < 0.392$$

Donc les armatures comprimées sont pas nécessaire $A' = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.037$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18(1 - 0.4 \times 0.037) = 17.73 \text{ cm} = 177.3 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{8.53 \times 10^3}{0.1773 \times 348} = 138.24 \text{ mm}^2 = 1.38 \text{ cm}^2$$

Appuis:

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_a}{\overline{\delta}_b \times b \times d^2} = \frac{5.88 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 180^2} = 0.12$$

$$\alpha = 0.160$$

$$Z = 16.84 \text{ cm}$$

$$A = \frac{5.88 \times 10^3}{348 \times 0.1684} = 1.00 \text{ cm}^2$$

M_a(N.m)	μ	μ_l	α	Z	A(cm²)
5.88	0.12	0.392	0.160	16.84	1.00

❖ **Vérification de la l'effort tranchant :**

$$\tau_\mu = \frac{T_u}{d \times b_0} = \frac{13.98 \times 10^3}{180 \times 100} = 0.77$$

$$\overline{\tau}_u = 3.3$$

$$\tau_\mu < \overline{\tau}_u$$

❖ **Conditions non fragilité**

Travée :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{65 \times 20}{1000}, 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} \right\} = \max \{1.3, 1.41\} \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{cm}^2$$

Appui :

	A_c	A_{min}	A_{max}	A_d
Travée	1.38	1.41	1.41	3HA10=2.36
Appui	1.00	0.21	1.00	2HA10=1.57

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{10 \times 20}{1000}, 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} \right\} = 0.21 \text{cm}^2$$

c. Plancher étage courant :

- Poutrelle de (**type 01**) donne les moments et efforts tranchants maximales.

	M_{0max}	M_{t max}	M_{a max}	T_{max}
ELU	7.87	5.71	3.93	10.82
ELS	5.7	4.13	2.85	

ELU :

Calcul de moment résistant de la section en T:

$$M_o = \bar{\sigma}_b \times b \times h_o \left(d - \frac{h_o}{2} \right) = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_{t \max} = 5710 < 59072 \text{ N.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b= 65cm et de hauteur d= 18cm.

	μ	μ_l	α	Z	Au	A's
Travée	0.019	0.392	0.024	17.82	0.92	0
Appui	0.013	0.392	0.016	17.88	0.63	0

❖ **Vérification de la l'effort tranchant:**

$$\tau_\mu = \frac{T_u}{d \times b_o} = \frac{10.82 \times 10^3}{180 \times 100} = 0.60$$

$$\bar{\tau}_u = 3.3$$

$$\tau_\mu < \bar{\tau}_u$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires :

Tableau III.7 : Tableau récapitulatif des résultats.

	A_c	A_{min}	A_{max}	A_d
Travée	0.92	1.41	1.41	3HA10=2.36
Appui	0.63	0.21	0.63	2HA10=1.57

❖ Armature de répartition :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{t_{min}}\right)$$

$$\phi_t = 6mm$$

Travée :

$$A_t = \frac{A_{max}}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59cm^2$$

Appui :

$$\frac{0.89}{4} = 0.39cm^2$$

On adopte : **2HA6= 0.56cm²**

d. Plancher étage courant :

- Poutrelle de (type 02) donne les moments et efforts tranchants maximales.

	M_{0max}	$M_{t max}$	$M_a max$	T_{max}
ELU	10.52	7.63	5.26	12.51
ELS	7.61	5.52	3.8	

ELU :

Calcul de moment résistant de la section en T:

$$M_o = \bar{\delta}_b \times b \times h_o \left(d - \frac{h_o}{2}\right) = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) = 59072 N.m$$

$$M_{t max} = 7630 < 59072 N.m$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b= 65cm$ et de hauteur $d= 18cm$.

	μ	μ_l	α	Z	Au	A's
Travée	0.025	0.392	0.037	17.73	1.23	0
Appui	0.017	0.392	0.025	17.82	0.84	0

❖ Vérification de la l'effort tranchant :

$$\tau_\mu = \frac{T_u}{d \times b_0} = \frac{12.51 \times 10^3}{180 \times 100} = 0.70$$

$$\bar{\tau}_u = 3.3$$

$$\tau_\mu < \bar{\tau}_u$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires :

Tableau III.8 : Tableau récapitulatif des résultats.

	A_c	A_{min}	A_{max}	A_d
Travée	1.23	1.41	1.41	3HA10=2.36
Appui	0.84	0.21	0.84	2HA10=1.57

❖ **Vérification des armatures longitudinales en partie basses de l'appui :**

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant T_u , diminué de l'effet du moment qui vient les comprimer.

$$\text{Donc } F_{st} = |Tu| - \frac{M_u}{Z} \text{ avec } z = 0.9d.$$

$$F_{st} = |Tu| - \frac{M_u}{0.9d} \text{ donc } \begin{cases} \text{si } |Mu| \geq 0.9d \times Tu \text{ les efforts } Tu \text{ sont négligeable} \\ \text{Si } |Mu| < 0.9d \times Tu : \left\{ A_s \geq \frac{\gamma_s \cdot (|Tu| - |Mu|) \cdot 0.9d}{f_e} \right. \end{cases}$$

$$6.26 > 0.9 \times 0.18 \times 11.9 = 1.93 \dots CV \text{ (donc les efforts } Tu \text{ es négligeables).}$$

❖ **Vérification de la profondeur minimale d'appui :**

La bielle d'about à une largeur a qui vérifie $a \leq 0.9d \rightarrow a \leq 16$.

❖ **Vérification de la bielle de béton : (BAELA.5.1, 313)**

$$T_u \leq 0.26 \times b \times a \times f_{c28} \Rightarrow a \geq \frac{3.75 T_u}{b \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{3.75 \times 11.9 \times 10^3}{100 \times 25} = 1.78 \text{ cm} < 16.2 \text{ cm}$$

ELS

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\delta_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\delta_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

❖ **Détermination de la valeur de « y » :**

$$\frac{b}{2} \times y^2 + h \times A'_s (y - c') - n \times A_s (d - y) = 0$$

Avec $\rightarrow n = 15$

$$h \times A'_s (y - c') = 0$$

Travée :

$$\frac{65}{2} y^2 - 15 \times 1.54 (18 - y) = 0$$

$$32.5 y^2 + 23.1 y - 415.8$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 233.6$$

$$y = \frac{233.6 - 23.1}{2 \times 32.5} = 3.23$$

appui :

$$\frac{10}{2} y^2 - 15 \times 1.13 (18 - y) = 0$$

$$5 y^2 + 16.95 y - 305.1$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 79.9$$

$$y = \frac{79.9 - 16.95}{10} = 6.3$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s (d - y^2)$$

$$I_t = \frac{65 \times 3.23^3}{3} + 15 \times 1.54 (18 - 3.23^2) = 5769.46 \text{ cm}^4$$

$$I_a = \frac{10 \times 6.30^3}{3} + 15 \times 1.13 (18 - 6.30^2) = 3153.77 \text{ cm}^4$$

Tableau III.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser}	A_s	Y	I	δ_{bc}	$\delta_{bc} \leq \overline{\delta_{bc}}$
Travée	4.13	1.54	3.23	5769.46	2.31	CV
Appuis	2.85	1.13	6.30	3153.77	5.69	CV

❖ **Ferrailage transversale :**

$$\varphi_t \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \varphi_{l \min} ; \frac{b_0}{10} \right]$$

$$\varphi_t \leq \min \left[\frac{20}{35} ; 0.57 ; \frac{10}{10} \right]$$

$$\varphi_t \leq 0.57 \text{ cm}$$

$$A_t = 2\phi 6$$

❖ **Espacement :**

$$s_{t1} \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm})$$

$$s_{t1} \leq 18 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow 1HA14$$

❖ **Vérification de la flèche par (BAEL 91) :**

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

(BAEL B.6.5, 1) [3]

Avec : $h=0.20 \text{ m}$ et $l=3.5 \text{ m}$.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = \frac{20}{350} = 0.057 < 0.062 \rightarrow CnV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = 0.04 < 0.025 \rightarrow C.NV$$

$$\frac{A_{sapp}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \dots 0.008 < 0.010 \rightarrow CV$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \delta_s + f_{t28}} = 0.13$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} = 31.83$$

$$I_{fi} = 1256.18 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{4.99 \times 10^3 \times l_0^2}{10 \times 32164 \times 1256.18} = 0.04$$

❖ **La dalle mince (table de compression): (BAEL B.6.8, 423) [2]**

Selon le CBA93 article(B.6.8.4.2.3)[3]:

Les ferrailages se fait par quadratique de barres, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 33cm dans les sens perpendiculaires aux poutrelles.
- L'espacement entre nervures est compris entre 53 et 8cm.

- La section d'acier perpendiculaire aux nervures doit satisfaire :

$$50 \leq L \leq 80 \dots \dots \text{cm}$$

$$A \geq \frac{4L}{Fe} \dots \dots (\text{CBA93})$$

$$L \leq 65 \text{cm}$$

$$A = \frac{200}{Fe}$$

$$L = 65 \text{cm}, Fe = 400 \text{MPa.}$$

$$A > \frac{4 * 65}{400} = 0.65 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

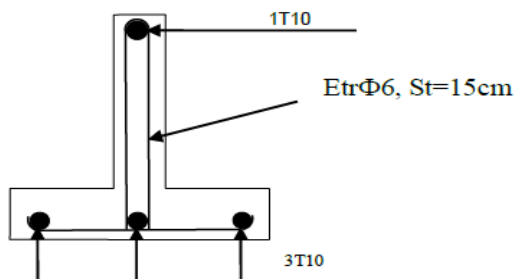
Donc on adopte : **5Ø6 = 1.41cm²/ml**

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

La maille choisie de (20x 20 cm) dans le sens parallèle aux nervures.

Schéma de ferrailage :

En travées :



sur appui :

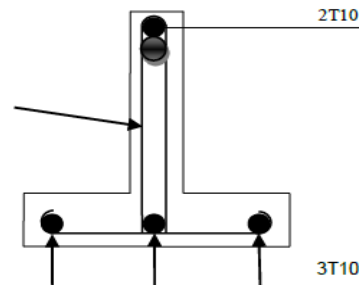


Figure III.15 : Schéma de ferrailage poutrelles

III.7 Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pour déterminer le ferrailage des éléments secondaires de notre structure, et ceci on répond à toutes les exigences du RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié en 99, et le CBA 93.

1. Acrotère : Les armatures longitudinales : **4T8.**

Les armatures transversales : **4T6.**

2. Balcons : Les armatures longitudinales : **5T10.**

Les armatures transversales : **4T10.**

3. Escaliers. Les armatures longitudinales :

➤ Travée : **4T12**

➤ Appui : **4T10.**

Les armatures transversales **3T8**.

4. Poutre palière : Les armatures longitudinales :

- Appui : **4HA14**.
- Travée : **4HA14 +5HA12**.

Les armatures transversales : **1cadre T8+1étrier Φ 8**.

5. Planchers : Les armatures longitudinales :

- Travée : **3T10**.
- Appui : **2T10**.

Les armatures transversales : **2étrier Φ 6**.

Chapitre IV :
Etude dynamique en zone
sismique.

IV.1 Introduction :

Le séisme est le phénomène naturel le plus destructeur et le plus difficile à prédire quand et où il frappe, et avec quelle intensité vas secouer nos constructions. Le séisme correspond à des vibrations du sol provoqué une vibration soudaine d'énergie de déformation accumulée la croûte terre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau. Ce phénomène naturel peut creuser des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure sous l'effet des actions dynamique dues au séisme est obligatoire et doit être justifié selon les règles parasismique algériennes. Notre travail, consiste en l'étude et la conception d'un bâtiment (R+4) à usage d'habitation Contrevent par des voiles et portiques avec justification d'interaction portiques voiles, est implanté à **Mila** C'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone sismicité moyenne (Zone Iia: sismicité moyenne) et dans un Site ferme (S3).

IV.2 Buts de l'analyse dynamique :

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres. **ROBOT** considère un modèle brochette encasté à la base où les masses sont considérées concentrées au niveau de chaque plancher.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharge d'exploitation..... ($\beta=0,2$) Tab.4.5. RPA99-v2003.

IV.3 Présentation des différentes méthodes d'estimation Des forces sismiques :

Selon RPA99/version 2003 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique par accéléro-gramme.

IV.3.1 Méthode statique équivalente : (Article 4.2 du RPA99/2003)

a) Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés à ceux de l'action sismique. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions des axes principales du plan horizontal de la seule mode fondamentale de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

b) Conditions d'application :

b.1) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (RPA99/Version 2003) avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30m en zones III.

b.2) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

- **Zone I :** Tous groupes.
- **Zone II :** Groupe d'usage 3- Groupe d'usage 2 : Si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m. Groupe d'usage 1B : Si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m. Groupe d'usage 1A : Si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- **Zone III :** Groupes d'usage 3 et 2 : Si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m. Groupe d'usage 1B : Si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m. Groupe d'usage 1A : Si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

c) Méthode de modélisation :

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale :**a) Principe de la méthode dynamique modale spectrale :**

Selon le RPA, la méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Modélisation :

b.1) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

b.2) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

b.3) Pour les structures régulières ou non régulières comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

b.4) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

b.5) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

b.6) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

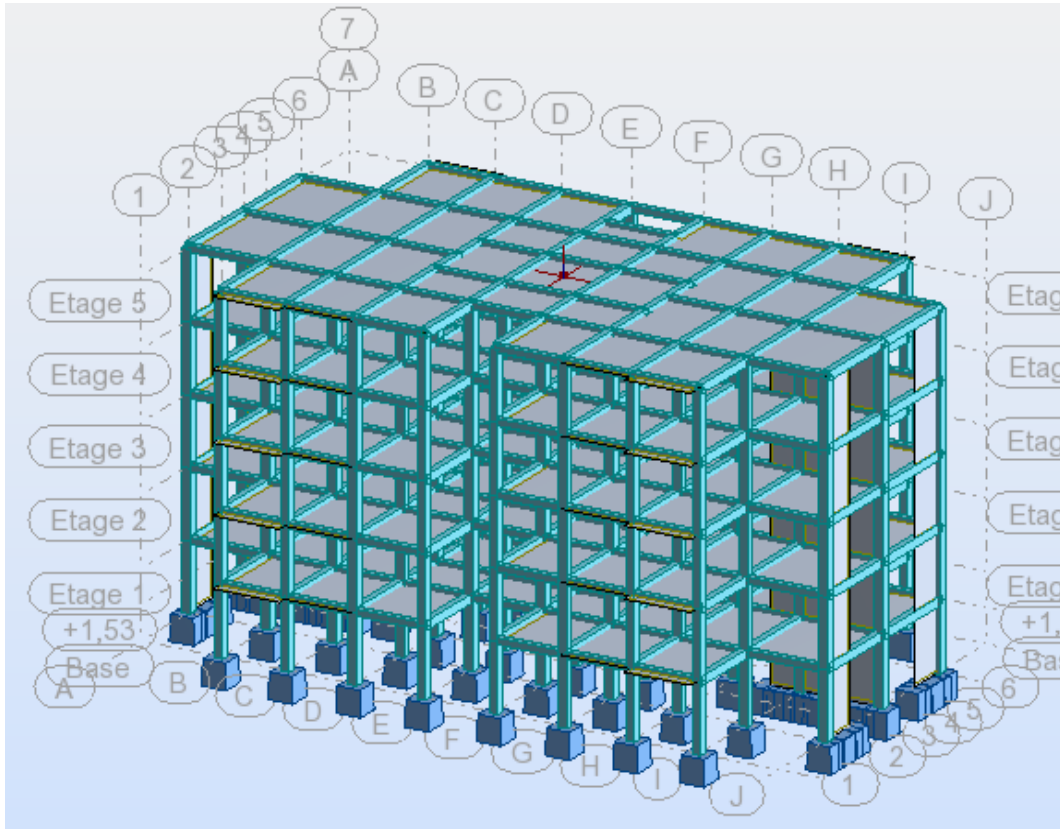


Figure IV.1 : Vue 3D de structure

IV.4 Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \dots\dots\dots \text{RPA 99 [formule 4-1]}$$

A : Coefficient d'accélération de la zone (tableau 4 -1 de RPA 99).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T) (tableau 4-2 de RPA 99).

R : Coefficient de comportement (tableau 4 -3 de RPA 99).

Q : Facteur de qualité (tableau 4 - 4 de RPA 99).

W : Poids totale de la structure.

IV.4.1 Définitions de la valeur des coefficients :

- **Coefficient d'accélération de zone (A)** : Donné par le tableau 4.1 (RPA.99/03) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau IV.1 : Coefficient d'Accélération de Zone A.

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Notre bâtiment est implanté dans la région de Mila (**zone IIa**) et appartient au **groupe 2**, pour notre cas on a : **A= 0.15**

- **Coefficient de comportement global de structure (R):**

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3. RPA99 en fonction du système de contreventement.

Tableau IV.2: Valeurs du coefficient de comportement R.

Béton armé.	Coefficient de comportement (R) .
Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide.	5
Portiques autos-tables avec remplissages en maçonnerie rigide.	3.5
Voiles porteurs.	3.5
Noyau.	3.5
Mixte portiques/voiles avec interaction.	5
Portiques contreventés par des voiles.	4
Console verticale à masses réparties.	2
Pendule inverse.	2

Système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction : **R= 5**

- **Facteur de qualité Q :**

Q : facteur de qualité c'est un facteur relatif à la qualité du système de contreventement de la structure. Il pénalise les mauvaises conceptions parasismiques (voir RPA99/2003).

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.

La régularité en plan et en élévation.

La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q \dots\dots\dots \text{Article 4.4 (RPA99/2003)}.$$

Tableau IV.3 : Valeur de facteur de qualité.

Critère: q	Sens X	Sens Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0.05	0.05
2. Redondance en plan.	0.05	0
3. Régularité en plan.	0	0
4. Régularité en élévation.	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	0
$\sum P_q$.	0.15	0.1

Sens XX' → $Q_x = 1 + 0.15 = 1.15$.

Sens YY' → $Q_y = 1 + 0.2 = 1.1$.

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

D : facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2 / 3)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par (Tableau 4.7 du RPA99/2003).

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \dots\dots\dots \text{RPA99/V2003 (Formule 4.3)}$$

d.1) Pourcentage d'amortissement critique :

Le pourcentage d'amortissement critique en fonction de matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau IV.4: Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc on prend une valeur moyenne :

Donc :

$$\xi = 8.5\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.816 \geq 0.7$$

IV.5 Modélisation et résultats :

IV.5.1 Modélisation :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière. Vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose. Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure c'est **Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2014**. La structure modélisée est représentée en figure IV.1.

IV.5.2 Analyse de la structure :

a) Premier variante des voiles :

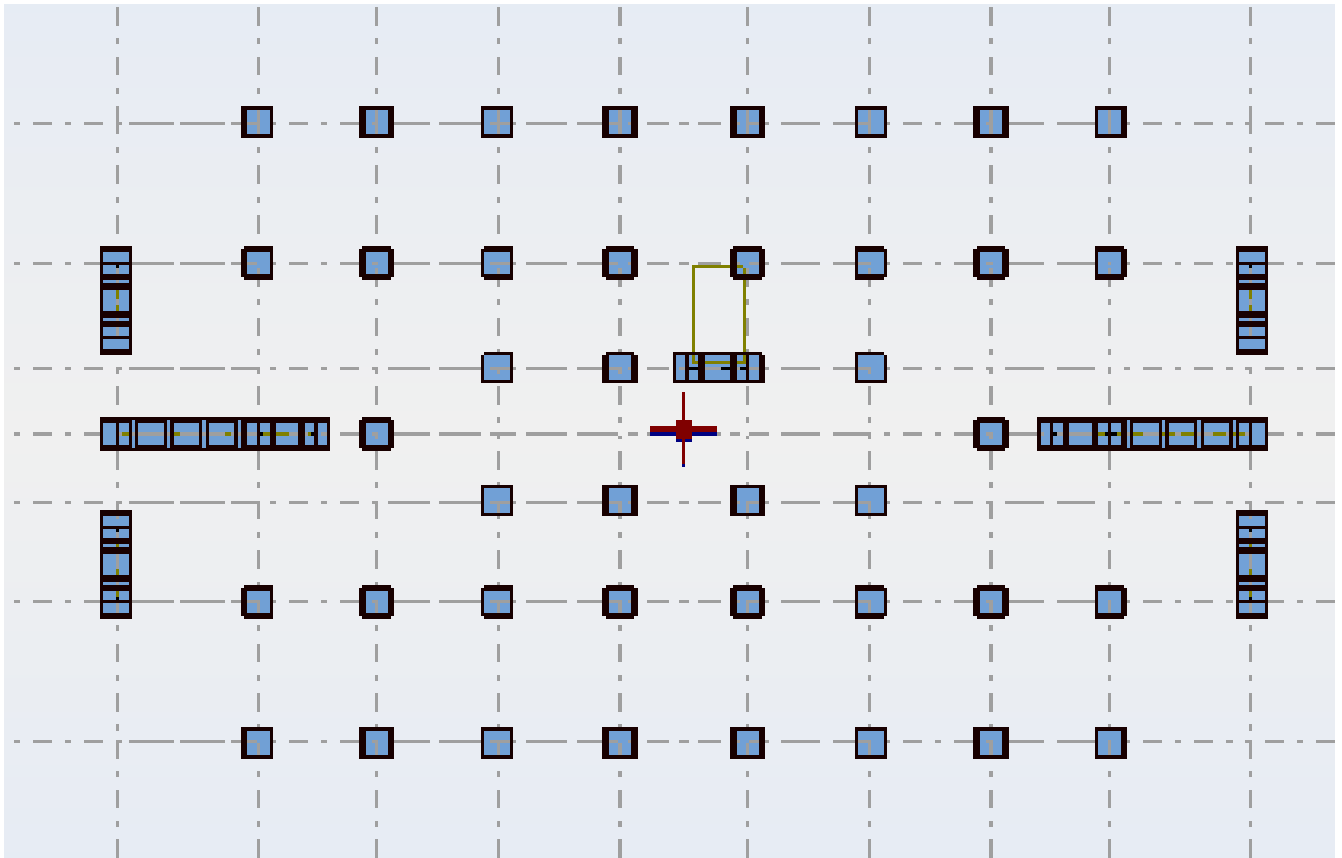


Figure IV.2: Vue en plan pour la disposition du voile selon le plan initial

a.1) Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0,37	0,00	75,85	0,00	75,85	1444506,79	1444506,79
3/ 2	0,31	0,06	75,85	0,06	0,00	1444506,79	1444506,79
3/ 3	0,26	73,67	75,85	73,61	0,00	1444506,79	1444506,79
3/ 4	0,10	73,67	90,69	0,00	14,84	1444506,79	1444506,79
3/ 5	0,08	73,70	90,69	0,03	0,00	1444506,79	1444506,79
3/ 6	0,07	92,31	90,69	18,62	0,00	1444506,79	1444506,79
3/ 7	0,06	92,32	90,80	0,01	0,11	1444506,79	1444506,79
3/ 8	0,06	92,32	90,91	0,00	0,11	1444506,79	1444506,79
3/ 9	0,06	92,32	90,91	0,00	0,00	1444506,79	1444506,79

Figure IV.3: Tableau. Périodes et factures de participation massique modale (Premier variante)

a.2) Interprétation :

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- Le 1^{er} mode est mode de translation selon l'axe Y.
- 2^{ème} mode est mode de torsion.
- Le 3^{ème} est un mode de translation selon l'axe X.

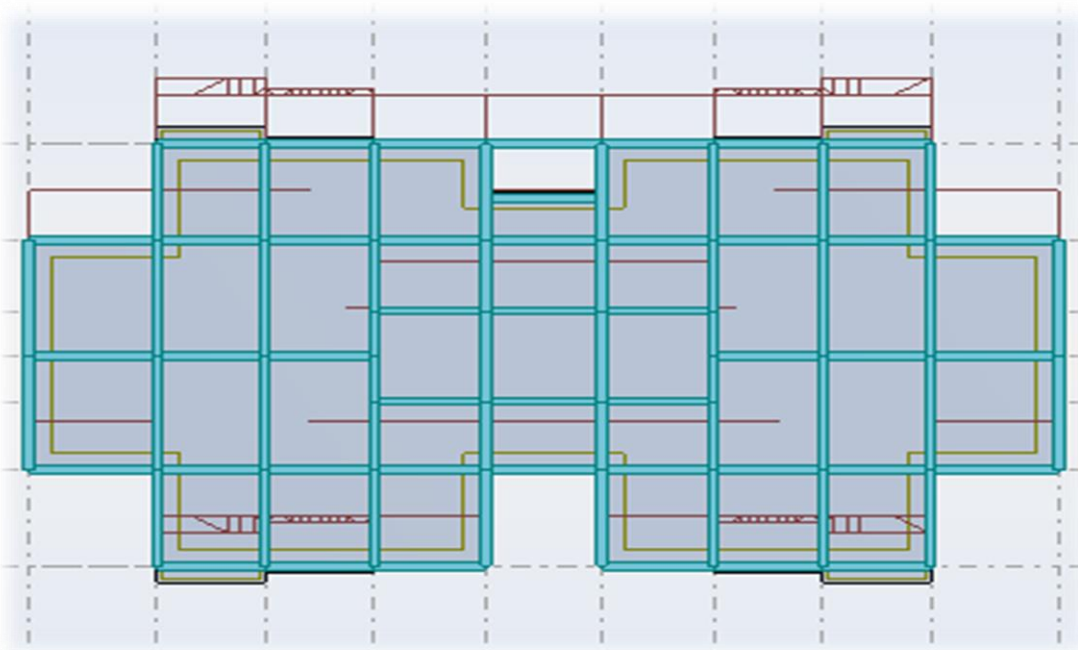


Figure IV.4 : Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan

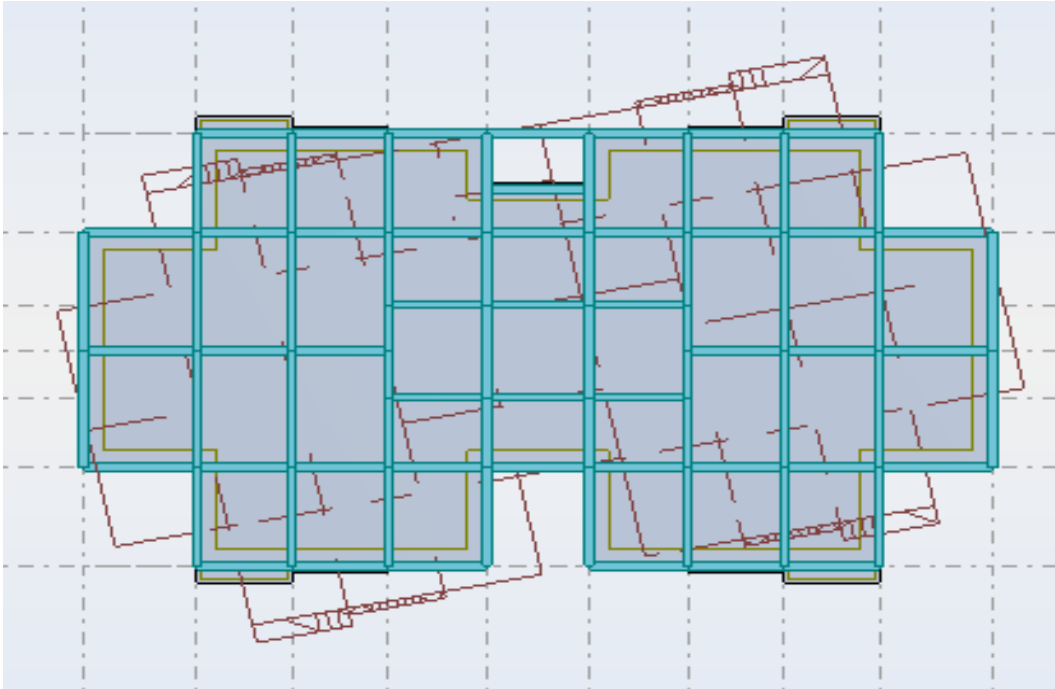


Figure IV.5 : Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.

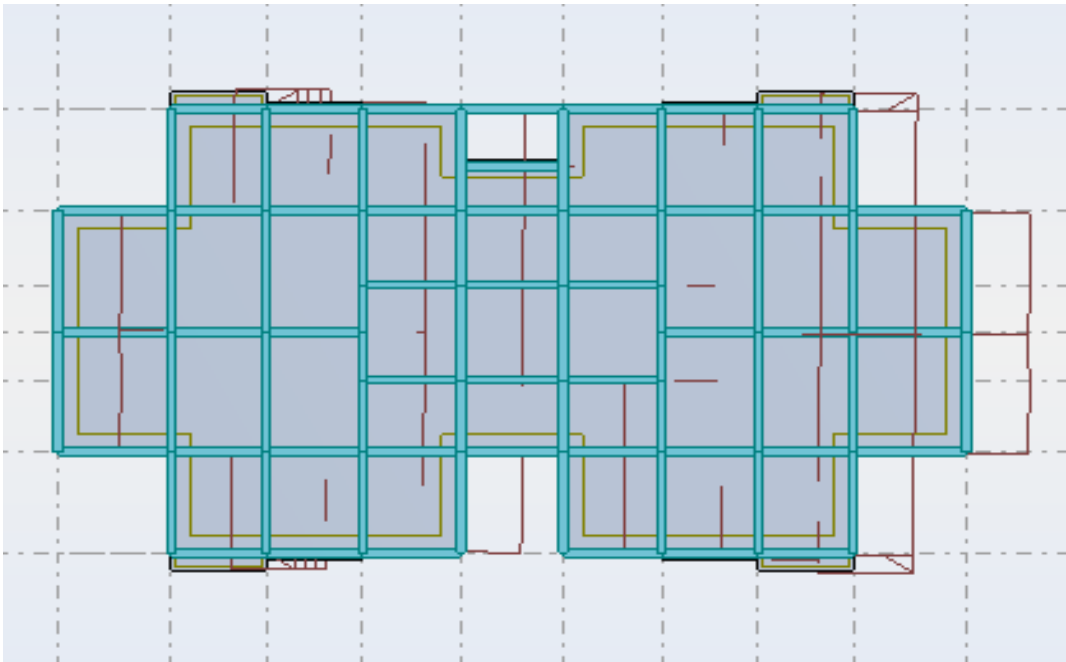


Figure IV.6 : Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan.

b.1) Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT :**Tableau IV.5:** Tableau représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel.

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot. mas. UX [kg]
1	0,37	0,00	75,85	0,00	75,85	1444506,79
2	0,31	0,06	75,85	0,06	0,00	1444506,79
3	0,26	73,67	75,85	73,61	0,00	1444506,79
4	0,10	73,67	90,69	0,00	14,84	1444506,79
5	0,08	73,70	90,69	0,03	0,00	1444506,79
6	0,07	92,31	90,69	18,62	0,00	1444506,79
7	0,06	92,32	90,80	0,01	0,11	1444506,79
8	0,06	92,32	90,91	0,00	0,11	1444506,79
9	0,06	92,32	90,91	0,00	0,00	1444506,79

b.2) Interprétation :

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- Le 1^{er} mode est mode de translation selon l'axe **Y (75.85%)** de participation de masse modale.
- 2^{ème} mode est mode de torsion.
- Le 3^{ème} est un mode de translation selon l'axe **X (73.61%)** de participation de masse modale.

On constate qu'il faut 6 modes pour attendre **90%** de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a.

On constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion).

c) Conclusion :

Pour cette raison, on adopte cette conception structurale qui nous donne un meilleur comportement de notre structure vis-à-vis du (le) séisme.

IV.6 Calcul des Actions Sismiques :

Selon la Méthode Statique Equivalente (**RPA99/version2003 art 4.3.6**) : La résultante des forces sismiques à la base (V_t) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{T\text{-logiciel}} \leq 0,80 V_{MSE}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport **0.8V/Vt**

La période empirique « T » :

La période trouver avec logiciel doit être comprise entre la période empirique et celle majoré.

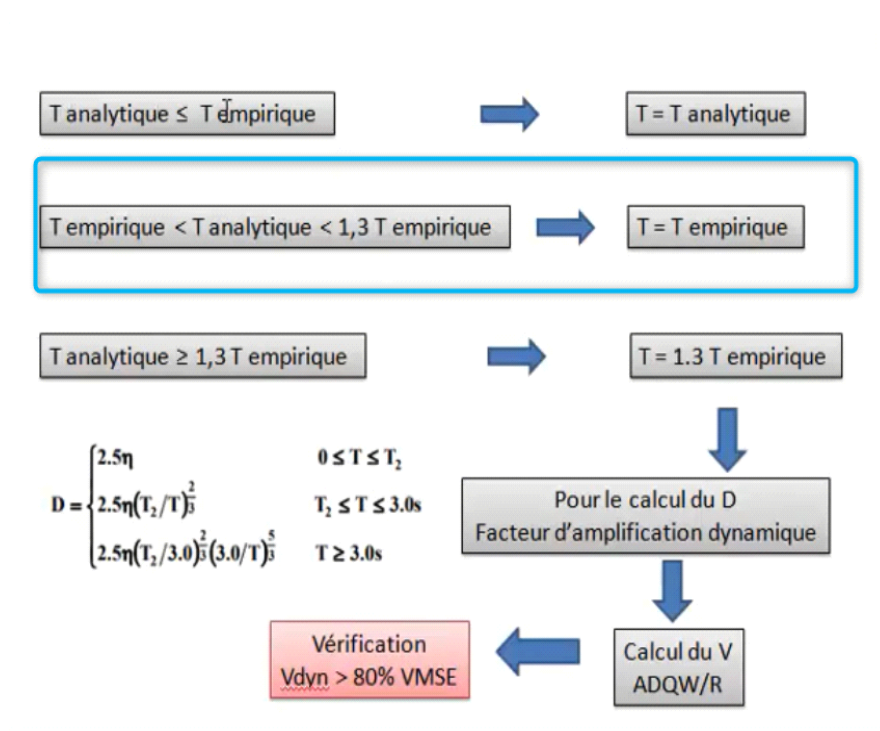


Figure IV.7 : Relation entre la période empirique et analytique.

Tableau IV.6 : Valeurs du coefficient C_t

1	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0.075
2	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie.	0.085
3	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0.050

• **Sens longitudinal**

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

1. $T = C_t \cdot h_n^{3/4} = 0.05 * (15.3)^{3/4} = 0.39s$

2. $T = \frac{0.09h}{\sqrt{l_x}}$

Avec : $l_x = 29.65m$

$$T = \frac{0.09 \times 15.3}{\sqrt{29.65}} = 0.25s$$

$$T_{empirique} = \min (0.39s ; 0.25s) = 0.25s$$

$$1.3 \times T_{empirique} = 0.32s$$

$$T_{analytique} = 0.26s \dots\dots (\text{Tableau IV.5})$$

• **Sens transversal**

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

1. $T = C_t \cdot h_n^{3/4} = 0.05 * (15.3)^{3/4} = 0.39s$

2. $T = \frac{0.09h}{\sqrt{l_y}} \dots\dots l_y = 16.7m$

$$\frac{0.09 \times 15.3}{\sqrt{16.7}} = 0.34s$$

$$T_{empirique} = \min (0.39; 0.34) = 0.34 s$$

$$1.3 \times T_{empirique} = 0.44s$$

$$T_{analytique} = 0.37s \dots\dots (\text{Tableau IV.5})$$

• **Calcul facteur d'Amplification D :**

T_1 et T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**tableau 4.7**).

Tableau IV.7: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.15	0.15
T2	0.30	0.40	0.50	0.70

$S_3 \Rightarrow T_1=0.15$ et $T_2=0.5$. On obtient

- **Sens longitudinal :**

La condition : $0 \leq T \leq T_2$

Donc : $D = 2.5\eta = 2.04$

- **Sens transversal :**

La condition : $0 \leq T \leq T_2$

Donc : $D = 2.5\eta = 2.04$

Calcul de l'effort sismique totale « V » :

Sens x :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R}.W \Rightarrow V_x = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.15}{5} \times 1444506,79 \Rightarrow V_x = 1016.64 \text{ KN}$$

$$0.8V_x = 813.312 \text{ KN}$$

Sens Y :

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R}.W \Rightarrow V_y = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.1}{5} \times 1444506,79 \Rightarrow V_y = 972.44 \text{ KN}$$

$$0.8V_y = 777.952 \text{ KN}$$

Résultats d'action sismique à la base trouvée par **logiciel ROBOT** dans les deux sens :

$$V_x = 1066.60 \text{ KN}$$

$$V_y = 1012.63 \text{ KN}$$

- **Résumé des résultats :**

Tableau IV.8 : Résumé des résultats

Paramètres	A	Q	R	W (KN)	D	V(KN)	0.8V(KN)
SensX	0.15	1.15	4	1444506.79	2.04	1016.64	813.312
SensY	0.15	1.1	4	1444506.79	2.04	972.44	777.952

- **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

Tableau IV.9 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

Les sens	0.8V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	V _{dynamique} > 80% V _{statique}
Suivant X	813.312	1066.60	Condition vérifiée
Suivant Y	777.952	1012.63	Condition vérifiée

- **Vérification de masse participante :**

Cette vérification nous permet de savoir le pourcentage des masses agissantes sur les éléments porteurs au dernier mode. D'après le tableau (**Tableau IV.5**) tableau représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel. **Comparaison des résultats trouvés :** les valeurs trouvées pour Masses Cumulées UX [%], Masses Cumulées UY [%] sont supérieur à 90% donc la condition de masse participante est vérifiée.

Min (Masses Cumulées UX [%], Masses Cumulées UY [%]) \geq 90%.

Min (92.18; 90.69) \geq 90% \Rightarrow 90.69 \geq 90% \Rightarrow **Condition vérifiée.**

- **Vérification de l'interaction voiles-portiques :**

L'article (**3-4-4-a**) du **RPA99/version 2003** exige que pour les constructions contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% De l'effort tranchant d'étage).

Tableau IV.10: l'effort Normal.

	Effort normal des VOILES	Effort normal des POTEAUX	Effort normal TOTALE
Etage	N	N	N
1	-2494,95	-15084,82	-17579.77
2	-2064,05	-12177,28	-4241.33
3	-1624,49	-9285,42	-10909.91
4	-1170,06	-6420,6	-7590.66
5	-678,44	-3587,81	-4266.25

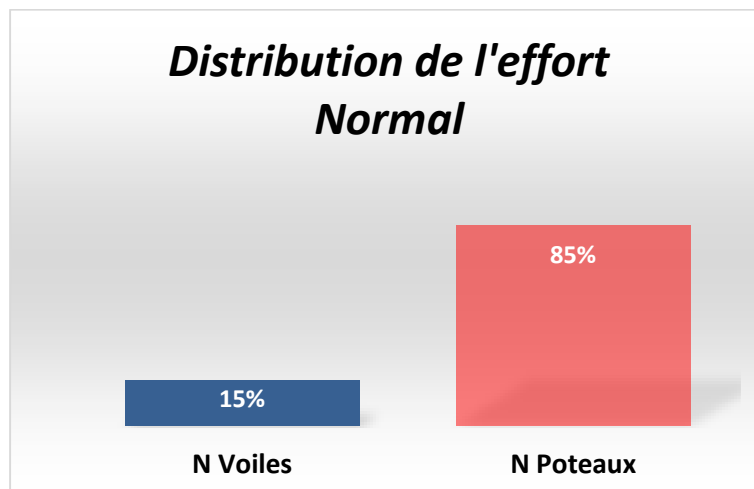


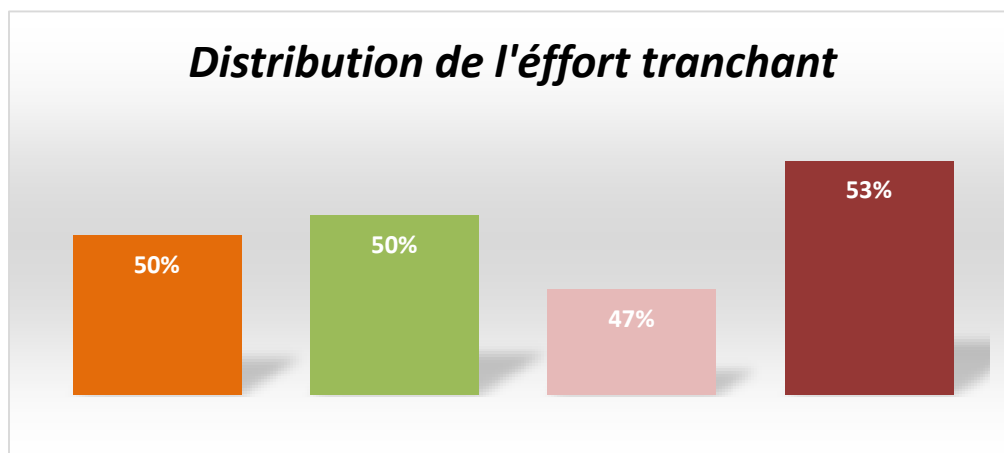
Figure IV.8 : Distribution de l'effort Normal

Tableau IV.11: l'effort Normal et l'effort tranchant sur les poteaux.

Etage	Poteaux		
	Effort tranchant		Effort normal
	Tx	Ty	N
1	205,28	344,02	-15084,82
2	193,41	427,57	-12177,28
3	227,62	455,59	-9285,42
4	225,41	408,41	-6420,6
5	249,47	424,74	-3587,81

Tableau IV.12: l'effort Normal et l'effort tranchant sur les voiles de contreventement.

Etage	Voiles de contreventement		
	Effort tranchant		Effort normal
	Tx	Ty	N
1	861,36	668,61	-2494,95
2	800,88	532,1	-2064,05
3	632,36	381,87	-1624,49
4	475,83	260,67	-1170,06
5	223,83	10,46	-678,44

**Figure IV.9 :** Distribution de l'effort tranchant.

• **Vérification du déplacement :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}. \delta_{ck} : \text{Déplacement dû aux forces sismique } F_i.$$

R: coefficient de comportement =5.

ΔK : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à $\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
4/ 1	0,116	0,014	0,116	0,014	0,00	0,00	0,132	0,041	0,0	0,0
4/ 2	0,322	0,040	0,206	0,026	0,00	0,00	0,371	0,084	0,101	0,002
4/ 3	0,572	0,070	0,250	0,030	0,00	0,00	0,658	0,148	0,276	0,003
4/ 4	0,835	0,099	0,263	0,030	0,00	0,00	0,958	0,211	0,490	0,006
4/ 5	1,093	0,123	0,258	0,024	0,00	0,00	1,246	0,270	0,718	0,024

Figure. IV.10 : Résumé des résultats de ROBOT.

Tableau IV.13 : Vérification des déplacements au sens x-x.

	dr UX [cm]	1/100 h[cm]	Vérification
RDC	0.116	3.06	CV
1	0.206	3.06	CV
2	0.250	3.06	CV
3	0.263	3.06	CV
4	0.258	3.06	CV

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
5/ 1	0,012	0,228	0,012	0,228	0,00	0,00	0,044	0,260	0,0	0,0
5/ 2	0,037	0,653	0,025	0,426	0,00	0,00	0,066	0,752	0,000	0,192
5/ 3	0,066	1,128	0,029	0,475	0,00	0,00	0,109	1,306	0,001	0,552
5/ 4	0,095	1,579	0,029	0,450	0,00	0,00	0,157	1,834	0,002	0,949
5/ 5	0,122	1,975	0,027	0,397	0,00	0,00	0,199	2,301	0,002	1,323

Figure IV.11 : Résumé des résultats de ROBOT.**Tableau IV.14** : Vérification des déplacements au sens y-y.

	dr UY [cm]	1/100 h[cm]	Vérification
RDC	0.228	3.06	CV
1	0.426	3.06	CV
2	0.475	3.06	CV
3	0.450	3.06	CV
4	0.397	3.06	CV

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

- **Vérification de l'excentricité accidentelle : (RPA art 4.3.7) [1]**

Dans notre analyse tridimensionnelle, les effets de la torsion accidentelle de l'axe verticale doivent être pris en compte $\pm 0,05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

- Sens X : accidentelle = $0,05 \times L_{xi}$
- Sens Y : accidentelle = $0,05 * L_{yi}$

Le calcul des centres de masse de chaque élément dans la structure permet de déterminer les coordonnées de l'excentricité massique.

Les coordonnées du centre de masse sont données par:

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

Mi : La masse de l'élément « i » du niveau considéré. Xi, Yi : Coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport au repère global.

L'analyse automatique par le logiciel **ROBOT** a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
5/ 1	Etage 1	275823,71	14,83 8,48 2,99	14,82 8,39 2,25	6565381,92	19209264,73	25701279,84	0,00	0,10	1,48	0,90
5/ 2	Etage 2	275823,71	14,83 8,48 6,05	14,82 8,39 5,31	6565381,92	19209264,73	25701279,84	0,00	0,10	1,48	0,90
5/ 3	Etage 3	275575,71	14,83 8,49 9,11	14,82 8,39 8,37	6553733,03	19203364,36	25683733,17	0,01	0,10	1,48	0,90
5/ 4	Etage 4	275823,71	4,83 8,48 12,17	4,82 8,39 11,43	6565381,92	19209264,73	25701279,84	0,00	0,10	1,48	0,90
5/ 5	Etage 5	341459,97	4,83 8,37 15,30	4,83 8,30 14,53	8321305,71	24282720,52	32604026,23	0,00	0,07	1,48	0,90

Figure IV.12 : Résumé des résultats de **ROBOT**.

Tableau IV.15 : Vérification de l'excentricité.

e_x (m)	e_y (m)	$0.05 L_X$ (m)	$0.05 L_Y$ (m)
0.00	0.10	1.48	0.9
0.00	0.10	1.48	0.9
0.01	0.10	1.48	0.9
0.00	0.10	1.48	0.9
0.00	0.07	1.48	0.9

• **Vérification au renversement : (RPA99/V2003 Art.5.5.) [1]:**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. $M_s > M_r$.

Avec :

M_s : moment stabilisant ; M_r : moment de renversement. Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage. Soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

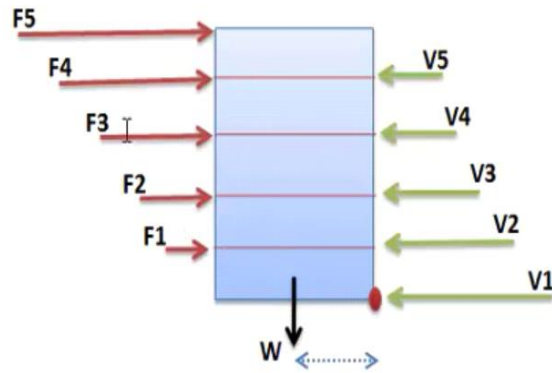


Figure IV.13 : Moment stabilisant et moments de renversements.

$$M_{\text{renversement}} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{\text{stabilisant}} = W \times b$$

Tableau IV.16: Vérification au renversement au sens x-x

ETAGE	F _x	V _x (KN)	h (m)	W (KN)	X _g (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
1	72,35	1066,64	03.06	14165.77	15	221,391	212486.5 5	OK
2	134,31	994,29	6.12			821,9772		OK
3	158,73	859,98	9.18			1457,1414		OK
4	227,95	701,25	12.24			2790,108		OK
5	473,3	473,3	15.3			7241,49		OK

Vérification :

Mr= 12532.10 KN

Ms= 212486.55 KN

Ms /Mr = 16.95 > 1.5 CV

Tableau IV.17: Vérification au renversement au sens y-y.

ETAGE	F _y	V _y (KN)	h (m)	W (KN)	X _g (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
1	52,96	1012,63	03.06	14165.77	8.46	162,0576	119842.4142	OK
2	122,21	959,67	6.12			747,9252		OK
3	168,38	837,46	9.18			1545,7284		OK
4	233,88	669,08	12.24			2862,6912		OK
5	435,2	435,2	15.3			6658,56		OK

Vérification :

$$M_r = 11976.96 \text{ KN}$$

$$M_s = 119842.4142 \text{ KN}$$

$$M_s / M_r = 10 > 1.5 \dots\dots \text{ CV}$$

- **Effort normal réduits :**

L'article (7-4-3-1) du RPA (version 2003) exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

$$V = \frac{N}{B f_{c28}} \leq 0,3$$

La vérification s'effectue par la formule suivante :

Où :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (obtenu par ROBOT).

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière. **f_{cj}** : est la résistance caractéristique du béton Pour calculer l'effort normal «N_d» selon le **CBA**, (l'Article B.8.2.2) pour un poteaux soumis aux charges dues à la pesanteur et au séisme: « Les combinaisons d'action à considérer ».

Tableau IV.18: Vérification d'effort normal réduit des poteaux.

Poteau	Section(mm)	N _d (N)	Fc28 (MPa)	V	Observation
RDC-1-4	400*400	624806,14	25	0.16	CV

- **Justification de l'effet P-Δ :**

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux. L'article 5.9 du RPA99/version2003-P40.

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

Avec :

P_K: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de 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 de l'étage k.

Tableau IV.19: Vérification de l'effet P- Δ au sens y-y.

Etage	P	Δ_y	V_y	H	θ_y	Vérification
1	-14165,77	0,228	1012,63	3,06	0,010423242	OK
2	-11455,11	0,426	959,67	3,06	0,016617494	OK
3	-8750,2	0,475	837,46	3,06	0,016219075	OK
4	-6047,73	0,45	669,08	3,06	0,013292462	OK
5	-3348,58	0,397	435,2	3,06	0,009982536	OK

Tableau IV.20: Vérification de l'effet P- Δ au sens x-x

Etage	P	Δ_x	V_x	H	θ_x	Vérification
1	-14165,8	0,116	1066,64	3,06	0,005034529	OK
2	-11455,11	0,206	994,29	3,06	0,007755896	OK
3	-8750,2	0,25	859,98	3,06	0,008312817	OK
4	-6047,73	0,263	701,25	3,06	0,007412315	OK
5	-3348,58	0,258	473,3	3,06	0,005965165	OK

VI.7 Conclusion :

Parmi les méthodes utilisées pour la modélisation, on utilise La méthode statique équivalente qui vérifie tous les critères d'utilisation.

L'exploitation des résultats donnés par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014**, a permis de vérifier plusieurs critères à savoir :

- Déterminer les modes propres de telle sorte que la 1^{ère} et 3^{ème} translation, la 2^{ème} torsion pour avoir plus de sécurité.
- Vérification de la période fondamentale de la structure selon les exigences de l'RPA.
- Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ($=0,8.VMSE$).
- Vérifier l'effet de torsion additionnelle.
- Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure.
- Vérification de la condition de l'effort réduit.

Chapitre V :
Calcul des éléments résistants.

V.1 Introduction :

Le ferrailage des éléments de contreventements se fait suivant les règles (**BAEL91, RPA99, CBA93**). Les éléments de contreventements qui reprennent l'action sismique sont : Poteaux, Poutres et Voiles :

- Les poutres seront ferrillées en flexion simple.
- Les poteaux, voiles seront ferrillés en flexion composée.

Nous présentons dans ce chapitre le calcul du ferrailage de ces éléments résistants, **accompagné de leurs schémas de ferrailage.**

V.2 Actions et sollicitations :

➤ Actions :

Il est rappelé que les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.)

Et aux déformations imposées (variations de température, tassements d'appuis, etc.).

Pour l'application de ce qui suit, on distingue :

- ❖ **Actions permanentes** : notées **G**, dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite ;
- ❖ **Actions variables** : notées **Q**, dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps ;
- ❖ **Actions accidentelles** : notées **F_A**, provenant de phénomènes rares, tels que séismes ou chocs.

➤ Calcul des sollicitations :

Il est rappelé que les sollicitations sont les efforts « efforts normaux 'N', efforts tranchants 'V') et les moments (moments fléchissant 'M_f', moment de torsion 'M_t') calculés à partir des actions par des méthodes appropriées.

➤ Les combinaisons d'actions :

Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q

$$1,35G + 1,5 Q \text{ à l'E.L.U}$$

$$G + Q \text{ à l'E.L.S}$$

Règlement RPA 99(V2003) :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques E.

$$G + Q \pm E \quad (1)$$

$$0,8G \pm E \quad (2)$$

Pour le portique :

Les poteaux :

À l'ELU : $1,35G + 1,5 Q$ (BAEL 91)

À l'ELS : $G + Q$

$G + Q \pm E$ (RPA99 V2003)

$0,8 G \pm E$

Les poutres :

À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL 91)

À l'ELS : $G + Q$

$G + Q \pm E$ (RPA99 v2003)

$0,8G \pm E$

Les voiles :

$G + Q \pm E$(RPA99v2003)

$0.8G \pm E$

V.3 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée, sont soumises aux efforts suivants :

- ❖ Efforts normaux 'N'.
- ❖ Moments fléchissant 'M'.
- ❖ Efforts tranchants 'V'.

En considérant les sollicitations suivantes :

- ❖ $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ❖ $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- ❖ $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

Avec :

- ❖ N_{\max} : Effort normal maximum.
- ❖ N_{\min} : Effort normal minimum.
- ❖ M_{\max} : Moment maximum.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau V.1 : Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques :

	γ_b	γ_s	σ_{bc} (MPa)	f_{c28} (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	14.17	25	347.82
Situation accidentelle	1.15	1	18.5	25	400

V.3.1 Hypothèses de calcul

Fissuration peu préjudiciable.

Calcul en flexion composée.

Calcul suivant **BAEL91 mod.99**.

- Soit à calculer le poteau le plus sollicité du STRUCTUR, avec les sollicitations suivantes :

- **Tableau V.2:** Sollicitations dans les poteaux.

	G + Q ±E	G + Q ±E	ELU	ELU	0.8G ±E	0.8G ±E
Poteaux	M^{max}	N^{corr}	N^{max}	M^{corr}	N^{min}	M^{corr}
40×40	13.74	175.25	624.81	4.66	19.6	-1.75

V.3.2 Etat limite de stabilité de forme :

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément au BAEL91 en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$

Avec :

e_1 : excentricité du premier ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} ; e_a = \max\left(2cm, \frac{L}{250}\right) ; e_2 = \frac{3l_f^2}{10000 h} (2 + \alpha\phi)$$

Avec:

L : longueur du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right)$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

V.3.3 Détermination des sections d'acier :

Exemple de calcul sur les poteaux de : RDC, 1^{eme}, 2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} étage avec la section de (40*40) cm² :

1^{er} cas:

$$N^{max} = 624.81 \text{ KN}$$

$$M_u^{corr} = 4.66 \text{ KN.m}$$

$$M_s^{corr} = 3.37 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{4.66}{624.81} = 0.007 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) [2]

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_a = \max [2 \text{ cm}, 1.22 \text{ cm}] = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 2.7 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h}) = \frac{2.14}{0.4} \leq (15; 20 \times \frac{0.027}{0.4}) = 5.35 < \max(15; 1.35) \dots CV$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

Donc on calcul e_2 .

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [3]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \phi)$$

α : le rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$\phi = 2$.

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{4.66}{1.5 (3.37)} \right) = 0.78$$

$$e_2 = \frac{3 \times (0.7 \times 3.06)^2}{10^4 \times 0.4} \times (2 + 0.78 \times 2) = 0.0122 \text{ m}$$

$$e_2 = 1.22 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 3.92 \text{ cm}$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d' \right) > M_u$$

$$N_0 = bhf_{bu} = 400 \times 400 \times 14.2 = 2272 \text{ KN}$$

$$M_2 = (624.81 - 2272) \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) = -263.55 \text{ KN} \dots \text{CV}$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d') N_0 \leq M_u$$

$$624.81 \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) - (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.04) \times 2272 = -132.68 \dots \text{CV}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 N_0 h + N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.8571h - d') N_0}$$

$$\psi = \frac{0.3754 \times 2272 \times 0.4 + 624.81 \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) - 4.66}{(0.8571 \times 0.4 - 0.04) \times 2272}$$

$$\psi = 0.63 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{uA} = N_u \times e = 624.81 \times 0.039 = 24.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{uA} = M + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 24.37 + 624.81 \left(0.36 - \frac{0.4}{2} \right) = 124.34 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{124.34 \times 10^6}{400 \times 360^2 \times 14.2} = 0.169$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{fe}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.5(20)10^4} = 1.73 \text{ ‰}$$

$$\alpha_{limr} = \frac{3.5}{3.5 + 1.73} = 0.669$$

$$\mu_{limit} = 0.8 \alpha_{limit} (1 - 0.4 \alpha_{limit}) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.169 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.170}) = 0.233$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4(0.234) = 0.91$$

$$A_1 = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_1 = \frac{124.34 \times 10^3}{0.91 \times 0.36 \times 347.82}$$

$$A_1 = 10.91 \text{ cm}^2$$

Revenir à la flexion composée

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 = \frac{624.81 \times 10^3}{347.82} - 1091$$

$$A_2 = 7.05 \text{ cm}^2$$

➤ 2^{eme} cas

$$N^{\min} = 19.60 \text{ KN}$$

$$M^{\text{corr}} = -1.75 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.75}{19.60} = 0.09 \text{ m}$$

$$e_G \leq d - \frac{h}{2} = \left(36 - \frac{40}{2}\right) \Rightarrow 0.09 \text{ cm} < 16 \text{ cm}$$

$$M_u = +N_u \left(d - \frac{h}{2} + e_G\right) = 19.6 \times \left(0.36 - \frac{0.4}{2} + 0.09\right) = 4.9 \text{ KN.m}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{(d - d')\sigma_s} = \frac{4.9 \times 10^6}{(360 - 40)347.82} = 44.02 \text{ mm}^2 = 0.44 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 = \frac{19.60 \times 10^3}{347.82} - 44.02 = 12.33 \text{ mm}^2 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + A_2 = 5.6 \text{ cm}^2$$

➤ 3^{eme} cas

$$M^{\max} : 13.74 \text{ KN .m}$$

$$N^{\text{corr}} : 175.25 \text{ KN}$$

Calcul excentricité :

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{13.74}{175.25} = 0.08 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) [2]

$$e_a = \max\left[2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right] \Rightarrow e_a = \max[2 \text{ cm}, 1.22 \text{ cm}] = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 2.8 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; 20 \frac{e_1}{h}\right) = \frac{2.14}{0.4} \leq \left(15; 20 \times \frac{0.028}{0.4}\right) = 5.35 < \max(15; 1.4) \dots \text{CV}$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

- Donc on calcul e_2

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [3].

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha\phi)$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{\text{ser}}}\right) = 10 \left(1 - \frac{4.66}{1.5 (3.37)}\right) = 0.78$$

$$e_2 = \frac{3 \times (0.7 \times 3.06)^2}{10^4 \times 0.4} \times (2 + 0.78 \times 2) = 0.0122 \text{ m}$$

$$e_2 = 1.22 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 4.02 \text{ cm}$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d' \right) > M_u$$

$$N_0 = bhf_{bu} = 400 \times 400 \times 14.2 = 2272 \text{ KN}$$

$$M_2 = (175.25 - 2272) \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) = -335.48 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d') N_0 \leq M_u$$

$$175.25 \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) - (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.04) \times 2272 = -204.61 \text{ .KN.m.}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 N_0 h + N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.8571 h - d') N_0}$$

$$\psi = \frac{0.3754 \times 2272 \times 0.4 + 175.25 \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) - 13.74}{(0.8571 \times 0.4 - 0.04) \times 2272}$$

$$\psi = 0.52 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_u = N_u \times e = 175.25 \times 0.04 = 7.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{uA} = M + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 7.01 + 175.25 \left(0.36 - \frac{0.4}{2} \right) = 35.05 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{35.05 \times 10^6}{400 \times 360^2 \times 14.2} = 0.048$$

$$\mu_{bu} = 0.048 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.057}) = 0.061$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.073) = 0.97$$

$$A_1 = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_1 = \frac{41.93 \times 10^3}{0.97 \times 0.36 \times 347.82} = 288.57 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_1 = 2.9 \text{ cm}^2$$

Revenir à la flexion composée

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 = \frac{175.25 \times 10^3}{347.82} - 290$$

$$A_2 = 2.13 \text{ cm}^2$$

Armatures finales :

$$A_f = \max(A_{calculer}, A_{BAEL}, A_{RPA})$$

➤ La section des armatures longitudinale

1. A calculer : **A = 10.91 cm²**.

2. Selon le **BAEL 91 révisée 99** (Art A.8.1, 21) :

$$A_u (\text{min}) = \max (0,2\% B ; 4\% P)$$

Avec :

B : Section de béton.

P : Périmètre de la section en mètre.

$$A_u (\text{min}) = \max [0,2\% (40 \times 40) ; 4\% 160].$$

$$A_u (\text{min}) = \max (3.2 \text{ cm}^2 ; 6.4 \text{ cm}^2).$$

$$\mathbf{A_u (\text{min}) = 6.4 \text{ cm}^2}$$

– Le pourcentage maximal des armatures :

$$A_u (\text{max}) = 5 \% B = 80 \text{ cm}^2.$$

2. Selon l'**RPA 99 / version 2003** (Art 7.4.2) :

$$A_u (\text{min}) = 0,8\% B = 0.008 (40 * 40)$$

$$\mathbf{A_u (\text{min}) = 12.8 \text{ cm}^2}$$

Tableau V.3 : Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveau	Section du Poteau (cm ²)	A calculer	A min (cm ²)	Choix des armatures	Aadopté (cm ²)
RDC+1 ^{er} , 4 ^{eme}	40×40	10.91	12.8	12HA12	13.57

V.4 Recommandations des règlements :**V.4.1 Armatures longitudinales :****Selon RPA version 2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haut adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité par :

$$0.8\% \leq \frac{A}{bh} \leq 4\% \quad (\text{Zone courante})$$

$$0.8\% \leq \frac{A}{bh} \leq 6\% \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimal des recouvrements est de 40ϕ en (**Zone IIa**).
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en (**Zone IIa**).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

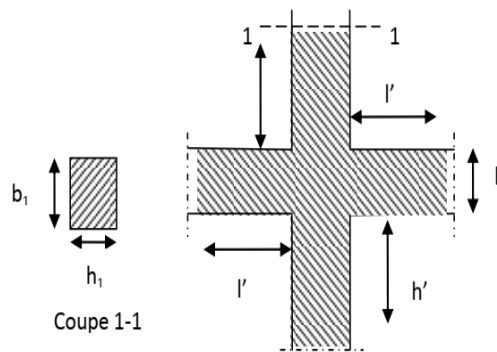


Figure.V.1 : La zone nodale.

Recouvrement

Longueur de la zone nodale

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$$

$$h' = \max (3.06/6 ; 40 ; 40 ; 60) \text{ cm}$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

h_e : la hauteur de l'étage.

$(h_1 ; b_1)$: Dimensions de la section transversale du poteau.

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA.

Tableau V.4: Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC+1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	40×40	12.8	64	96

❖ Selon BAEL :

La section d'acier minimale

$A_{min} = \max (4\text{cm de périmètre} ; 0,2\% \cdot b \cdot h).$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23f_{t28}}{f_e} bd \frac{e_0 - 0.45d}{e_0 - 0.185d}$$

La section d'acier maximale :

$$A_{max} = 5\% bh$$

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le

BAEL:

Tableau V.5: Armatures longitudinales minimales et maximales selon **BAEL** dans les poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)
RDC + 1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	40×40	10.91	80

❖ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont calculées suivants les règlements **BAEL91** et **RPA99**.

❖ **Selon le BAEL91**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right)$$

❖ **Selon le RPA99 (art7.4.2.2) :**

Les armatures transversales sont calculées à partir de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la section brute.

T_u : effort tranchant de calcul.

f_e : contrainte limite élastique des armatures transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant, il est pris égal à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

λ_g Est l'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.14}{0.4} = 5.35 > 5$$

Donc :

$$\rho_a = 2,5.$$

S_t : espacement des armatures transversales dont la valeur maximale est fixée en **zone IIa** comme suit :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min(10\phi_l; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(10 \times (1.2); 15\text{cm})$$

$$S_t \leq 12\text{mm}$$

$$S_t = 10\text{mm}$$

$$\text{Dans la zone courante : } S_t \leq 15\phi_l$$

$$S_t \leq 15\phi_l$$

$$S_t \leq 15 \times (1.2)$$

$$S_t \leq 18\text{mm}$$

$$S_t = 15\text{mm}$$

Φ_1 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Tableau V.6 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _{umax} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _{calt} (cm ²)	Choix	At (cm ²)
RDC+1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	40×40	2.14	5.35	2.5	21.38	N	10	0.33	6T8	3.02
						C	15	0.50		

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_t^{\max} \Rightarrow 8 > \frac{20}{3} = 6.66 \dots \dots \dots CV$$

V.4.2 Vérifications :

a) Justification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d}$$

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton. La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

❖ Selon BAEL99 [2]

$$\bar{\tau}_{ad} = \min(0,15 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

❖ Selon RPA99 v 2003 [1]

$$\bar{\tau} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\left[\begin{array}{l} \rho_b = 0,075 \quad \text{si } \lambda_g > 5 \\ \rho_b = 0,04 \quad \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

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.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Justification de la contrainte de cisaillement

Niveau	Section (cm ²)	lf (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	Vu (KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	observation
RDC+1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	40×40	2.14	5.35	0,075	36,00	21.38	0,15	1,875	C.V

Longueur de recouvrement :

La longueur de recouvrement minimale donnée par le **RPA 99 / version 2003** (Art 7.4.2.1) est de $40 \Phi_l$ en zone **IIa**.

$$L_r = \Phi_l \times 40$$

$$\Phi_l = 12 \text{ mm.}$$

$$L_r = 1.2 \times 40 = 48 \text{ cm ; alors on adopte : } L_r = 50 \text{ cm.}$$

b) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de 3.06m et un effort normal égal

$$627,44KN. N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93(Article B.8.4.1)[3]}$$

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .

$$\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y)$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.14m$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} = 18.53 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.80$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = 0.1444 \text{ m}^2$$

$$A = 13.57 \text{ cm}^2$$

$$\bar{N} = 0.80 \left[\frac{0.1444 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 1357 \frac{400}{1.15} \right] = 2516.8KN$$

$$624.81 < 2516.8KN$$

c) Vérification vis-à-vis de l'E.L. S :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ mpa}$$

$$M_s = 3.45 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + \eta \times A'_s (y - c') - n \times A_s (d - y) = 0$$

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

$$h \times A'_s (y - c') = 0$$

$$\frac{40}{2} y^2 - 15 \times 25.3(36 - y) = 0$$

$$20y^2 + 379.5y - 13662$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 1112.2$$

$$y = \frac{1112.2 - 379.5}{2 \times 20} = 18.31 \text{ cm} = 18 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s (d - y)^2$$

$$I_t = \frac{40 \times 18^3}{3} + 15 \times 25.3(36 - 18)^2 = 200606.43 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{3.45 \times 10^6 \times 18}{200606.43 \times 10^4} = 3.1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{cv}$$

Les cadres doivent être formés par un crochet de 135° et une longueur de $10\phi_t$.

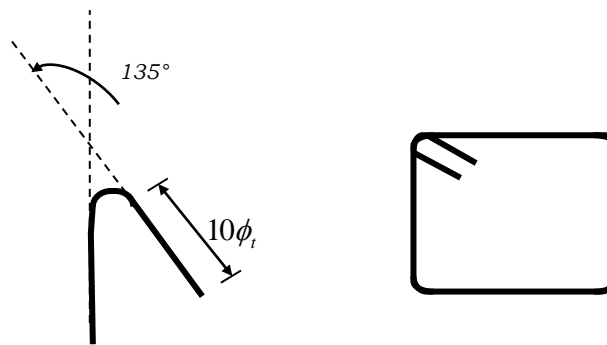


Figure V.2: Schéma de cadres.

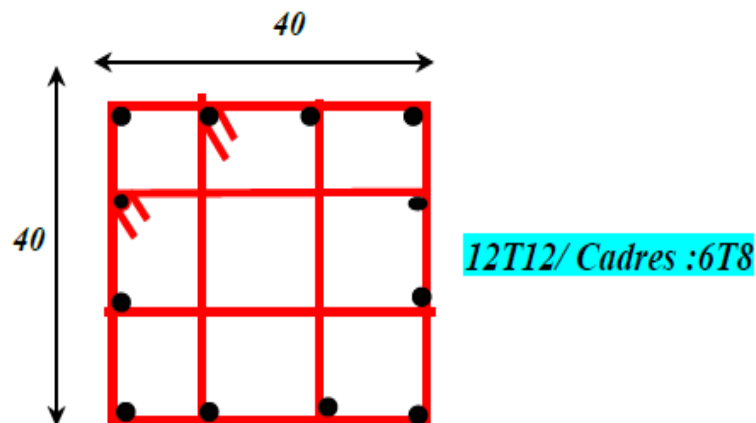


Figure V.3: Schéma de ferrailage des poteaux (40 x 40) cm².

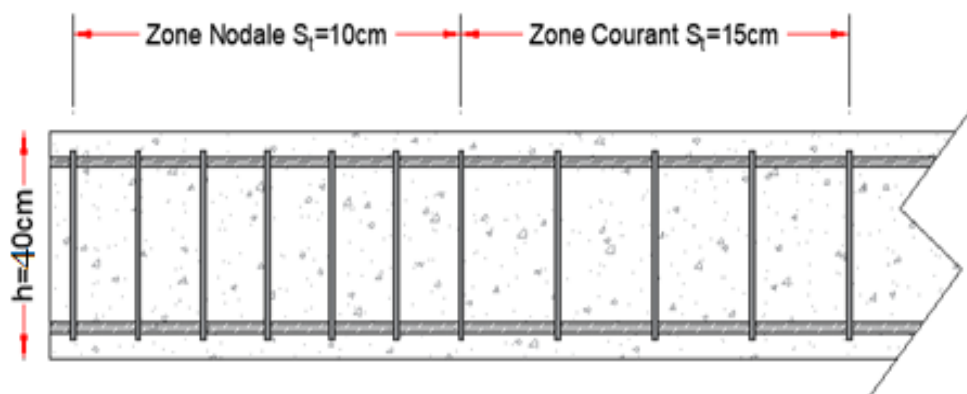


Figure V.4: Schéma de l'espacement zone courante et zone nodale.

V.5 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91, on se rapportera aussi au RPA 99/version 2003 pour la vérification.

❖ Les combinaisons d'action sont les suivantes :

➤ La combinaison fondamentale BAEL 91 :

$$1.35G+1.5Q \quad \text{ELU}$$

$$G+Q \quad \text{ELS}$$

➤ Combinaisons accidentelles RPA 99V2003 :

$$G+Q+-E$$

$$0.8G+-E$$

✓ Dans notre projet on a deux poutres à étudier :

Poutres principales (30*40)

Poutres secondaires (30*35)

V.5.1 Recommandations du RPA99/2003 :

Les armatures longitudinales : RPA 99/2003 (Article 7.5.2.1) [1]

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section du béton en toute section :

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ La section du béton en zone courante.
- ✓ La section du béton en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone.

Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- **Les armatures transversales : RPA 99/2003 (article 7.5.2.2) [1]**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

Avec espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

En zon nodale.

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$$

En zon courante

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.5.2 Ferrailage des poutres :

V.5.2.1 Poutre principale :

a) Les armatures transversales :

Pour le calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appui). D'après les résultats du logiciel **ROBOT 2014**.

Tableau V.8 : Sollicitations de la poutre principale.

Section	En Appuis			En Travée		
	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}
30*40	-76.22	-55.67	-65.96	32.94	24.14	25.09

- **Ferrailage sous la combinaison 1.35G + 1.5 Q :**

➤ **Ferrailage en travée :**

$$M_{t \max} = 32.94 \text{ KN.m}$$

$$h = 40 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; d = 0,9 \times h = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{32.94 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0.06$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

On se trouve dans le domaine 1,

$$\mu_{bu} = 0.06 \leq \mu_{ab} = 0.186 \rightarrow \text{pivot...} A$$

$$\mu_{bu} = 0.06 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.077$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 360(1 - 0.4 \times 0.077) = 348.91 \text{ mm}$$

- Section des armatures :

$$A_s = \frac{M_U}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{32.94 \times 10^6}{348.91 \times \frac{400}{1.15}} = 2.71 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{MIN} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{MIN} = 130.41 \text{ mm}^2 = 1.3 \text{ cm}^2$$

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

$$A_S = \max(A_{MIN}, A_{CAL}) = \max(1.3 ; 3.39) \rightarrow A_S = 2.71 \text{ cm}^2$$

On prend : **3HA14 = 4.62 cm²**

- Ferrailage en appui :

$$M_{t \max} = -76.22 \text{ KN.m}$$

$$h = 44 \text{ cm} ; b = 33 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{76.22 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0.138$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées :

On se trouve dans le domaine 1,

$$\mu_{bu} = 0.138 \leq \mu_{ab} = 0.186 \rightarrow \text{pivot...} A$$

$$\mu_{bu} = 0.138 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.186$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 360(1 - 0.4 \times 0.186) = 333.22 \text{ mm}$$

- Section des armatures :

$$A_s = \frac{M_U}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{76.22 \times 10^6}{333.22 \times \frac{400}{1.15}} = 6.57 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{MIN} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{MIN} = 130.41 \text{ mm}^2 = 1.3 \text{ cm}^2$$

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

$$A_S = \max(A_{MIN}, A_{CAL}) = \max(1.3 ; 6.57) \rightarrow A_S = 6.57 \text{ cm}^2$$

On prend : **5HA14 = 7.70 cm²**

Tableau V.9 : Ferrailage des poutres principales.

Position	M _u	b	h	d	U _{bu}	α	Z	A _s	A _{min}	A
Travée	32.94	30	40	36	0.06	0.077	348.91	2.71	1.3	3HA14= 4.62
Appuis	-76.22	30	40	36	0.138	0.186	333.22	6.57	1.3	5HA14= 7.70

- **Vérification du ferrailage des poutres principales :**

Section minimale : RPA 99 (article 7.5.2.1).

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2.$$

Section maximale : RPA 99 (article 7.5.2.1)

4% b*d : En zone courante ($A_{min} = 0.04 \times 30 \times 36 = 43.2 \text{ cm}^2$).

6% b*d : En zone de recouvrement ($A_{min} = 0.06 \times 30 \times 36 = 64.8 \text{ cm}^2$).

- **Vérification à L'ELU :**

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ mpa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{8865}{300 \times 360} = 0.82 \text{ MPa}$$

$$v = 88.65 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = 0.82 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow cv$$

Calcul du ferrailage transversal :

Avec : b = 30 cm; d = 36 cm

- Calcul de la section des armatures transversales :

Choix du diamètre :

$$\text{On a : } \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{\min}\right) = \min(1.14; 3; 1.2)$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 1.2 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad (\text{1 cadre} + \text{1 étrier})$$

Espacement des barres : Selon BAEL91

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = \min(0.9 * 36, 40 \text{ cm})$$

$$S_{t1} = 32.4 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30}$$

$$S_{t2} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b \times (z_u - 0.3 f_t 28)} \Rightarrow S_t = \frac{0.9 \times 400 \times 2.01}{30 \times 1.15 \times (0.82 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$S_{t3} = 110.39 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(st1; st2; st3) \Rightarrow S_t = \min(32.4; 67; 110.39)$$

$$S_t = 32.4 \text{ cm}$$

Selon RPA99 :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow S_t = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2\right)$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2}$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

$$S_t = 10 \text{ cm} \quad \text{En zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{En zone courante.}$$

➤ Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$$A_{t_{\min}} \leq A_t$$

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{t_{\min}} = 1.35 \leq A_t \rightarrow \text{cv}$$

➤ La longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales :

D'après le RPA99V2003 la longueur minimale de recouvrement dans la zone **IIa** est de 40ϕ .

$$L_r = 40 \times \phi_t = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

On adopte : 60ϕ

$$Lr = 40 \times \phi l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

On adopte : $Lr=70\text{cm}$

• **Vérification à L'ELS :**

Vérification de l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ mpa}$$

En travée :

$$M_{t(ELS)} = 24.14 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + \eta \times A'_s (y - c') - n \times A_s (d - y) = 0$$

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

$$h \times A'_s (y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 4.62 x (36 - y) = 0$$

$$y^2 + 4.62 y - 166.32 = 0$$

$$\Delta = 26.20$$

$$y = 10.79 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s (d - y)^2$$

$$I_t = \frac{30 \times 10.79^3}{3} + 15 \times 4.62 x (36 - 10.79)^2 = 56605.36 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{24.14 \times 10^3 \times 10.79}{56605.36} = 4.60 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{cv}$$

➤ **En appuis :**

$$M = -55.67 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + \eta \times A'_s (y - c') - n \times A_s (d - y) = 0$$

Avec $\rightarrow n = 15$

$$h \times A'_s (y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 7.69 (36 - y) = 0$$

$$15 y^2 + 115.35 y - 4152.6$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 512.31$$

$$y = \frac{512.31 - 115.35}{2 \times 15} = 13.23 \text{ cm} = 13 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A'_s (d - y)^2$$

$$I_t = \frac{30 \times 13^3}{3} + 15 \times 7.69 (36 - 13)^2 = 82962.70 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{55.67 \times 10^6 \times 130}{82962.70 \times 10^4} = 8.72 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{cv}$$

Tableau V.10 : Vérification a l'ELS de la poutre principale

	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Travée	24.14	13	82962.70	3.78	15	CV
Appuis	-55.67	13	82962.70	8.72	15	CV

➤ **Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas : $h=40\text{cm}$; $L=460\text{cm}$; $b=30\text{cm}$; $As=6.57\text{cm}^2$;

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \Rightarrow \frac{0.40}{460} = 0.09 \geq 0.0625 \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} = \frac{0.85M_0}{10M_0} \dots \Rightarrow 0.09 \geq 0.085 \dots \text{CV}$$

$$\frac{As}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \Rightarrow 6.08 \times 10^{-3} \leq 0.0105 \dots \text{CV}$$

➤ **Calcul de la flèche par la méthode d'inertie fissurée :**

Il faut que :

$$f = \frac{Mt}{10 \times Ei \times I_{fi}} = \frac{24.14}{10 \times 32164.2 \times 104298.58} = 7.19 \times 10^{-10} \leq \bar{f} = 0.05cm + \frac{L}{1000} = 0.69cm$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda i \times u} = \frac{1.1 \times 265781.25}{2.8031} = 104298.58cm^4$$

$$I_0 = 265781.25cm^4$$

$$u = 1 - \frac{1.75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_s + ft28} = 0.73$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{6.67}{30 \times 36} = 0.0062$$

$$\lambda i = \frac{0.05 ft28}{\rho \left(2 + 3 \frac{b0}{b} \right)} = 2.47$$

$f = 7.19 \times 10^{-10} \leq \bar{f} = 0.69cm$ Donc la flèche est Vérifiée.

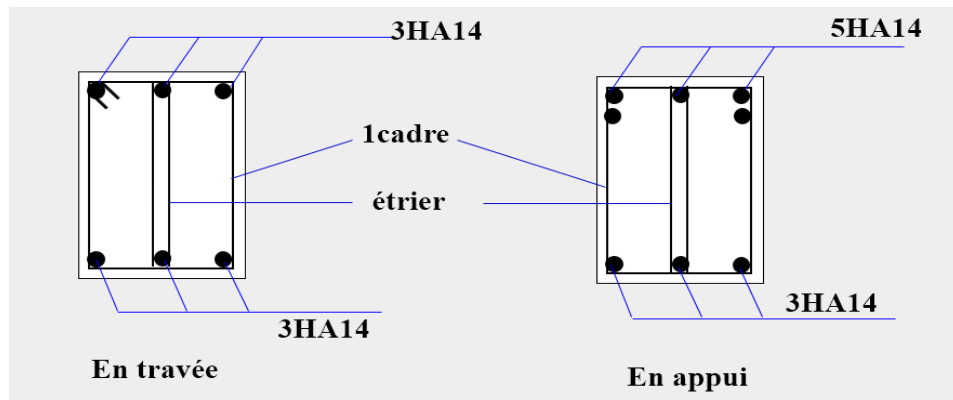


Figure V.5: Schéma de ferrailage des poutres principales.

V.5.2.2 Poutre secondaires :

Tableau V.11: Ferrailage des poutres secondaires.

Position	M _u	B	H	D	u _{bu}	α	Z	A _s	A _{min}	A (cm ²)
Travée	-34.12	30	35	31.5	0.080	0.104	297.104	3.30	1.14	2HA16= 4.02
Appuis	34.65	30	35	31.5	0.082	0.107	296.732	3.35	1.14	2HA10 + 2HA16= 5.59

➤ Vérification du ferrailage des poutres secondaires :

Section minimale : RPA 99 (article 7.5.2.1)

A_{min} = 0.5% (b x h) = 0.005 (30*35) = 5.25 cm².

Section maximale : RPA 99 (article 7.5.2.1)

4% b*d ; En zone courante (A_{min} = 0.04*30*31.5 = 37.8cm²)

6% b*d ; En zone de recouvrement (A_{min} = 0.06*30*31.5 = 56.7cm²)

- Vérification à L'ELU :
- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{42.98 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.45 \text{ Mpa}$$

$$v = 42.98 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = 0.45 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow cv$$

Calcul du ferrailage longitudinal :

$$\text{Avec : } b = 30 \text{ cm ; } d = 31.5 \text{ cm}$$

- Calcul de la section des armatures transversales :

Choix du diamètre :

$$\text{On a : } \phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{\min} \right) = \min(1; 3; 1)$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 1 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier})$$

Espacement des barres : Selon BAEL91

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = \min(0.9 * 31.5, 40 \text{ cm})$$

$$S_{t1} = 28.35 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30}$$

$$S_{t2} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = \frac{0.9 \times 400 \times 2.01}{30 \times 1.15 \times (0.45 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$S_{t3} = -116.52 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(st1; st2; st3) \Rightarrow$$

$$S_t = 28.35 \text{ cm}$$

Selon RPA99 :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow S_t = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.2\right)$$

$$S_t \leq 8.75 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2}$$

$$S_t \leq 17.5 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

$$S_t = 8 \text{ cm} \quad \text{En zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{En zone courante.}$$

➤ **Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :**

$$A_{t_{\min}} \leq A_t$$

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{t_{\min}} = 1.35 \leq A_t \rightarrow \text{cv}$$

➤ **La longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales :**

D'après le RPA99/V2003 la longueur minimale de recouvrement dans la zone **IIa** est de 40ϕ .

$$L_r = 40 \times \phi l = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

On adopte : 60ϕ

$$L_r = 40 \times \phi l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

On adopte : $L_r = 70 \text{ cm}$

➤ **Vérification à L'ELS :**

Vérification de l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

➤ **En appuis :**

$$M_t = -24.76 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + \eta \times A'_s (y - c') - n \times A_s (d - y) = 0$$

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

$$h \times A'_s (y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 5.58(31.5 - y) = 0$$

$$15 y^2 + 84.75 y - 2669.62$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 409.1$$

$$y = \frac{409.1 - 84.75}{2 \times 15} = 10.81 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s (d - y)^2$$

$$I_t = \frac{30 \times 10.81^3}{3} + 15 \times 5.58 \times (31.5 - 10.81)^2 = 48462.11 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{24.76 \times 10^3 \times 10.81}{48462.11} = 5.52 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{cv}$$

➤ **En Travée**

$$M_t = 25.15 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + \eta \times A'_s (y - c') - n \times A_s (d - y) = 0$$

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

$$h \times A'_s (y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 4.02(31.5 - y) = 0$$

$$y^2 + 4.02 y - 126.63 = 0$$

$$y = 9.42 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s (d - y)^2$$

$$I_t = \frac{30 \times 9.42^3}{3} + 15 \times 4.02 \times (31.5 - 9.42)^2 = 32184.16 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{25.15 \times 10^3 \times 9.42}{32184.16} = 7.36 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{cv}$$

Tableau V.12 : Vérification à l'ELS de la poutre secondaire

	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Travée	25.15	9.42	32184.16	7.36	15	CV
Appuis	-24.76	10.81	48911.59	5.47	15	CV

➤ **Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne

s'imposera pas : $L=370\text{cm}$; $h=35\text{cm}$; $As=3.35\text{cm}^2$; $b=30$;

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \Rightarrow \frac{0.35}{3.7} = 0.09 \geq 0.06 \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} = \frac{0.85M_0}{10M_0} \dots \dots \Rightarrow 0.09 \geq 0.085 \dots CV$$

$$\frac{As}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \dots \dots \Rightarrow \frac{3.35}{30 * 31.5} = 3.54 \times 10^{-3} \leq 0.010 \dots CV$$

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

➤ **Vérification de la compression du béton :**

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

$$T_{\max} < 0.4 \times b \times a \times \frac{fc28}{\gamma_b}$$

$$a = \min(a'; 0.9 \times d)$$

$$a' = 35 - c - 2 = 35 - 3 - 2 = 30\text{cm}$$

Tableau V.13 : Vérification de la compression du béton

Section	T _{max} (KN)	$0.4 \times b \times a \times \frac{fc28}{\gamma_b}$	Vérification
Pp(30*40)	88.65	200	Oui
Ps(30*35)	42.98	200	Oui

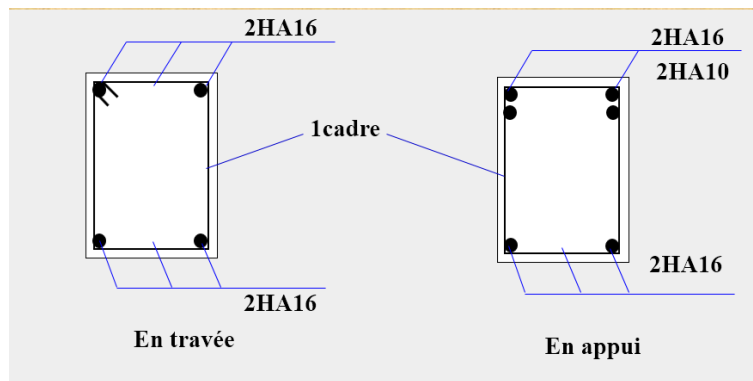


Figure V.6: Schéma de ferrailage des poutres secondaire.

V.6 Étude des voiles :

V.6.1 Introduction :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes,

d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action du vent, ou d'un séisme. Donc, le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leur ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

V.6.2 Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto-stables.
- Structures contreventées par des voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par les voiles dont le but est assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

V.6.3 Rôle de contreventement :

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assure la stabilité des constructions non auto-stables vis-à-vis des charges horizontales et de transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources des dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.6.4 Avantages des voiles :

- Leur présence limite les déformations latérales.
- Leur rigidité permet de protéger les éléments non structuraux et quelques poteaux existant. Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation du ferrailage des nœuds des portiques.
- Elle permet de ne pas être pénalisées dans le choix du coefficient de comportement en cas du panneau de remplissage.

V.6.5 Combinaisons des actions :

Selon le règlement parasismique algérien (RPA99/V2003) et le BAEL 99, les combinaisons des actions ont considéré pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Selon le RPA 99 [1] : $G + Q \pm E$
 $0.8G \pm E$
- Selon le BAEL91 [2]: $1.35G + 1.5Q$
 $G + Q$

V.6.6 Recommandations du RPA99 [1] :**V.6.6.1 Aciers verticaux :**

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/V2003.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontale du béton tendu. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- Si des efforts importants des compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

V.6.6.2 Aciers horizontaux :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces des voiles
- Elles doivent être munies de crochets à 90° ayant une longueur de 10Φ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.6.7 Règles communes :

- Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est : $A_{min} = 0.15$ % section globale du voile. $A_{min} = 0.1$ % zone courante.
- L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S_t \leq \min(1.5e; 30\text{cm})$.
- Diamètre des barres (horizontales et verticales) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min(h_e, 2L/3)$$

L' : est la longueur de la zone comprimée.

- **Longueur de recouvrement :**

$L_r = 40$: En zone qui peut être tendue.

$L_r = 20$: En zone comprimée sous toutes les combinaisons.

V.6.8 Disposition des voiles :

Dans le but de faciliter la réalisation et d'alléger les calculs, on a décomposé notre bâtiment en trois zones :

- Zone I : R.D.C +1er+2ème
- Zone II : 3ème+4ème

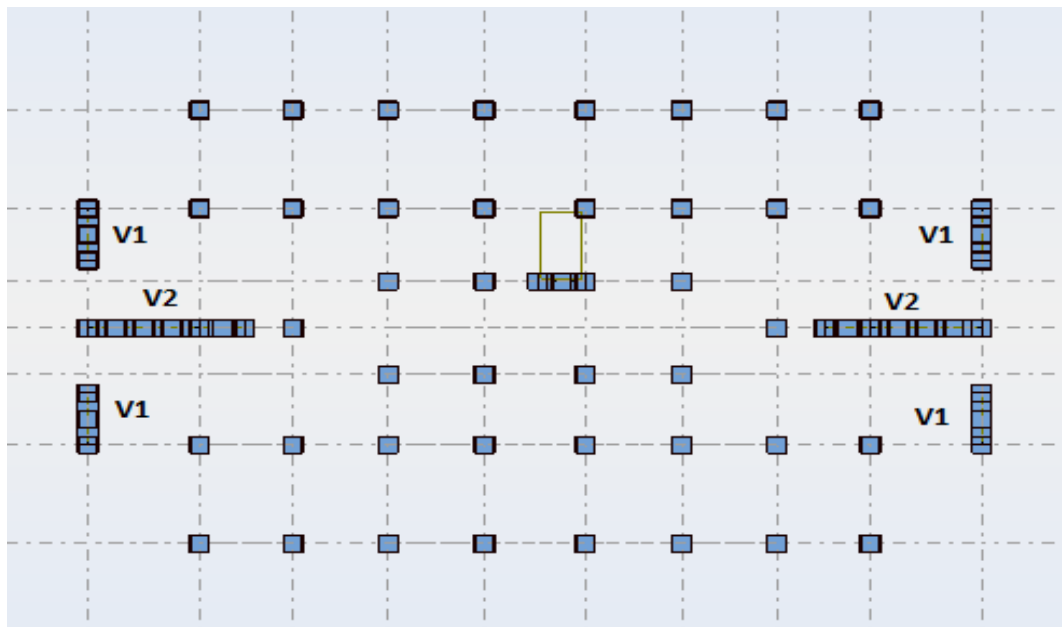


Figure V.7 : Disposition des voiles

V.6.9 Ferrailage des voiles :

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes. Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) et pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite « **formule de Navier Bernoulli** » :

Avec :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times Y}{I}; \quad \sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times Y}{I}$$

N : effort normal agissant sur le voile considéré.

M : moment de flexion agissant sur le voile considéré.

I : moment d'inertie du voile considéré.

Y : centre de gravité de la section du voile dans les sens du plan moyen.

➤ **Détermination des sollicitations sous les combinaisons :**

Nous exposerons un exemple de calcul pour les voiles du niveau RDC (Groupe 1), et le reste des résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

$$I = \frac{e \times l^3}{12}$$

$$B = e \times l$$

$$V = \frac{h}{2}$$

V.6.9.1 Armatures verticales :

Nous allons déterminer les contraintes sollicitant le voile selon la formule suivante :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times Y}{I}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times Y}{I}$$

On Remarque qu'on a juste les contraintes de compression alors notre section est entièrement comprimée. Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de : (RPA Article 7.7.4) [1]

- Les résultats de calculs des armatures longitudinales sont affichée dans les tableaux ci-dessous:
- On a trois types de voile leurs Caractéristiques géométriques sont affichéé dans letableau suivant

Tableau V.14 : Caractéristique géométrique des voiles.

	L (m)	e (m)	V (m) = L/2	B (m²) = L*e	I (m⁴) = e (L³/12)
Voile1 : (L=2.00m) ; (e=0,20m)	2.00	0,20	1	0.40	0.133
Voile2 : (L=5.20m) ; (e=0,20m)	5.20	0,20	2.6	1.04	2.34

- La quantité d'armature verticale nécessaire pour RDC , étage 1 ,étage 2 est résumé dans le tableau suivant.

Tableau V.15 : Calcule des sections d'armature verticale pour RDC, étage 1, étage 2

	Cas	N (KN)	M (KN.m)	V _{max}	σ _a (KN)	σ _b (KN)	Nature	LT(m)	F(KN)	AS(cm²)
Voile1	N _{max} M _{corr}	336,80	15,92	-0,94	961.7	722.3	E.C	0.86	//	4.56
	N _{min} M _{corr}	51,68	-53,19	13,58	-270.72	529.12	P.C	1.32	69.84	2

	M_{max} N_{corr}	714,02	713,79	-185,46	7151.89	-3581.79	P.C	0.67	24	6.9
	N_{max} M_{corr}	689,17	14,93	-20,04	679.25	646.07	E.C	2.53	//	10.68
Voile2	N_{min} M_{corr}	-42,51	-925,96	249,62	-1069.72	987.97	P.C	2.5	24.69	7.1
	M_{max} N_{corr}	1039,83	947,44	-278,59	2052.55	- 52.87	P.C	0.13	0.69	0.2

- La quantité d'armature verticale nécessaire pour étage 3 , étage 4 est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.16 : Calcul des section d'armature verticale pour étage 3,étage 4

	Cas	N (KN)	M (KN.m)	V_{max}	σ_a (KN)	σ_b (KN)	Nature	LT(m)	F(KN)	A_s (cm ²)
Voile1	N_{max} M_{corr}	162,50	-13,86	8,34	302.04	510.46	E.C	1.26	//	2.96
	N_{min} M_{corr}	19,57	-90,54	80,16	-631.83	729.68	P.C	1.07	78.07	2.24
	M_{max} N_{corr}	19,57	-90,54	80,16	-631.83	729.68	P.C	1.07	78.07	2.24
Voile2	N_{max} M_{corr}	336,73	15,67	44,28	341.19	306.37	E.C	2.46	//	10.96
	N_{min} M_{corr}	38,18	-190,74	221,01	-175.22	248.64	P.C	3.05	75.83	2.18
	M_{max} N_{corr}	356,01	206,21	-166,45	571.44	113.19	E.C	2.54	//	10.64

On prend le max entre (A_s , A_{RPA} , A_{BAEL}) pour le choix de la quantité nécessaire des armatures verticales :

BAEL

$$P.C \rightarrow A_{\min} \geq \left(0.23B \times \frac{ft28}{fe}; 0.05 \times B \right)$$

$$E.C \rightarrow A_{\min} \geq \left(4 \times p; \frac{0.2 \times B}{100} \right)$$

$$P = e \times l$$

RPA

$$P.C \rightarrow A_{s \min} = 0.2\% \times l \times e$$

$$E.C \rightarrow A_{s \min} = 0.2\% \times l \times e$$

Tableau V.17 : Choix des armatures verticales pour RDC, étage 1, étage 2

Zone	L (m)	L _t (m)	A _{RPA} (cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	A _s (calculé) (cm ²)	A adopté (cm ²)	Choix des barres	Espacement (cm)
1	2	0.67	2.68	4.83	6.9	7.7	5HA14	24
	5.2	2.53	10.68	12.6	10.68	13.85	9HA14	24

Tableau V.18: Choix des armatures horizontales étage 3, étage 4.

Zone	L (m)	L _t (m)	A _{RPA} (cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	A _s (calculé) (cm ²)	A adopté (cm ²)	Choix des barres	Espacement (cm)
2	2	1.26	2.96	4.83	2.96	5.65	5HA12	30
	5.2	2.46	10.96	12.6	10.96	13.85	9HA14	30

V.6.9.2 Armatures horizontales :

- Les résultat de calculs des armatures horizontles sont affichée dans les tableau ci-dessous:

$$Ah = \frac{\pi u \times e \times st}{0.8 \times fe} \rightarrow \pi u = \frac{1.4 \times vd}{e \times d}$$

$$A = 0.15\% \times e \times l$$

$$St = \min(1.5 \times e \bullet 30cm)$$

Tableau V.19 : Choix des armatures horizontales RDC, étage 1, étage 2

	A _{BAEL} (cm ²)	A _H (cm ²)	Choix des barres	A _{adp} (cm ²)	Espacement (cm)
Voile1 (L=2m) (e=0,20m)	4.83	4.46	5HA12	5.65	30
Voile2 (L=5.2m) (e=0.20m)	12.6	4.31	9HA14	13.85	30

Tableau V.20: Choix des armatures horizontales étage 3, étage 4.

	A_{BAEL} (cm ²)	A_H (cm ²)	Choix des barres	A_{adp} (cm ²)	Espacement (cm)
Voile1 (L=2m) (e=0,20m)	4.83	1.02	5HA12	5.65	30
Voile2 (L=5.2m) (e=0.20m)	12.6	2.1	9HA14	13.85	30

- Vérification a l'état limite ultime (ELU) :
- Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon le RPA99 (art 7.7.2) à :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_0 \times d} \rightarrow \bar{v} = 1.4 \times v$$

$$\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 5MPa$$

Ou :

b : Epaisseur de voile ; d : hauteur utile d=0.9h ;

\bar{v} : L'effort tranchant.

Selon BAEL :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau = \frac{vu}{b_0 \times d}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5MPa$$

Tableau V.21 : Calcule et Vérification la contrainte de cisaillement.

Zone	Voile L (m)	V(KN)	\bar{V}	B_0	D	τ_{bael}	τ_{rpa}	$\bar{\tau}_{bael}$	$\bar{\tau}_{rpa}$	Observations
Zone 1	L=2.0	-0.94	-1.32	0,20	1.8	0.26	0.37	2,5	5	Vérifier
	L=5.2	-20,04	-28.06	0,20	4.68	0.21	0.3	2,5	5	Vérifier
Zone 2	L=2.0	8.34	11.68	0,20	1.8	0.23	0.32	2,5	5	Vérifier
	L=5.2	44,28	61.99	0,20	4.68	0.47	0.7	2,5	5	Vérifier

Schéma du ferrailage :

Comme un exemple de schéma du ferrailage, on a choisi le voile 2 (5.2 m)

Pour RDC, étage 1, étage 2 :

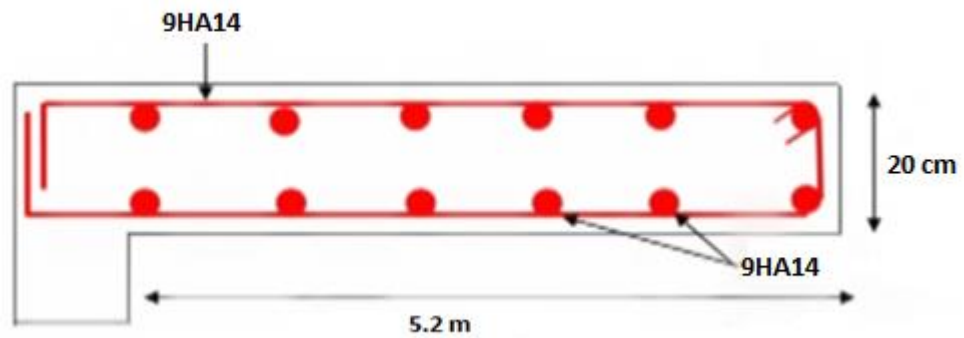


Figure V.8: Schéma de ferrailage du voile.

V.7 Conclusion

Les éléments principaux (poutres, poteaux et voiles) jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Dans la détermination des ferrailages des différents éléments Principaux ; il a été tenu compte des ferrailages obtenus par logiciels de calcul (ROBOT) ainsi que le ferrailage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

Chapitre VI :

Etude des fondations

VI.1 Introduction

L'infrastructure est la partie au-dessous du niveau 0.00 ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire d'autres éléments (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale):

- Un effort normal.
- Une force horizontale, résultante par exemple de l'action d'un séisme.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exerce dans des plans différents.

VI.2 Facteur de choix du type de fondation

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.
- La profondeur du sol résistant.

VI.3 Choix de type de fondation

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 1.5bars), sur lequel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution primaire. D'après RPA 2003 (A.10.1.4.1), les fondations sont dimensionnées par les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q + E$$

$$0.8 G + E$$

❖ Calcul de la contraint

$$\sigma_{adm}(ELU) = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q}$$

$$\sigma_{adm}(ELS) = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q}$$

Avec :

γ_q : Coefficient de sécurité sous les différents états limites

$$\gamma_q = 2 \dots (ELU)$$

$$\gamma_q = 3 \dots (ELS)$$

Donc :

$$\sigma_{ELS} = \frac{q_u^{reel}}{3} \Rightarrow q_u^{reel} = 3 \times \sigma_{ELS}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{q_u^{reel}}{2} \Rightarrow q_u^{reel} = 2 \times \sigma_{ELU}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \sigma_{ELS}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \times 1.5 = 2.25 \text{ bar}$$

VI.3.1 Vérification de la semelle isolée

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol. ($\sigma_s = 1.5 \text{ bar}$)

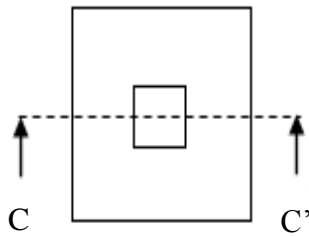
Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section (A*B) d'où les semelles sont carrées (A*B)

Soit:

N_s : Effort normal de poteau le plus sollicité transmis à la base obtenue par le logiciel

S : Surface de la fondation (A x B)

On adoptera une semelle homothétique, c'est à dire on prend le rapport A et B dans le même rapport que a et b:



Vue en plan Coupe cc'

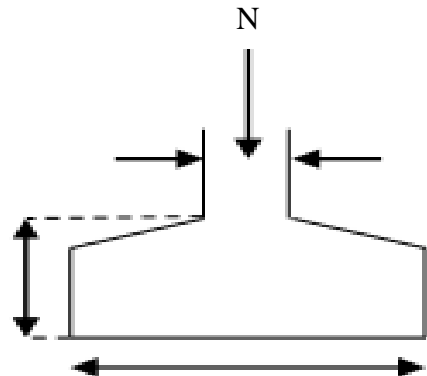


Figure VI.1 : Schéma de la semelle isolée.

$$\frac{N_s}{A \times B} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots 1$$

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B \dots\dots\dots 2$$

a et b : dimensions de poteau à la base

on remplace 2 dans 1

$$\frac{a}{b} \times B^2 \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s \times b}{\sigma_{sol} \times a}}$$

$$ELU : B \geq \sqrt{\frac{624,81 \times 0.4}{225 \times 0.4}} = 2.78m$$

$$ELA : B \geq \sqrt{\frac{610,52 \times 0.4}{225 \times 0.4}} = 2.71m$$

$$ELS : B \geq \sqrt{\frac{452,53 \times 0.4}{150 \times 0.4}} = 3.02m$$

D'après le résultat :

Le cas le plus défavorable est à l'ELS. Nous remarquons que pour une largeur de la semelle $B= 3.02$ m la semelle isolée ne passe pas.

D'après les résultats, On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.3.2 Vérification de la semelle filante

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

$$S_s / S_b < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{semelle} \geq \frac{N_t}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$N_{ser} = 20492.99 \text{ KN.}$$

$$S_{semelle} \geq \frac{20492.99}{150} = 136.62m^2$$

Surface totale du bâtiment :

$$S_{bâtiment} = 495,155 \text{ m}^2$$

$$S_s / S_b < 50\%$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = 27.6\% \leq 50\%$$

Alors on déduit que le radier général n'est pas nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles ne dépasse pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment. Ceci nous amène à envisager deux types de semelle

- Semelles isolées sous poteaux.
- Semelles filantes sous voile.
- Semelles filantes sous poteaux.

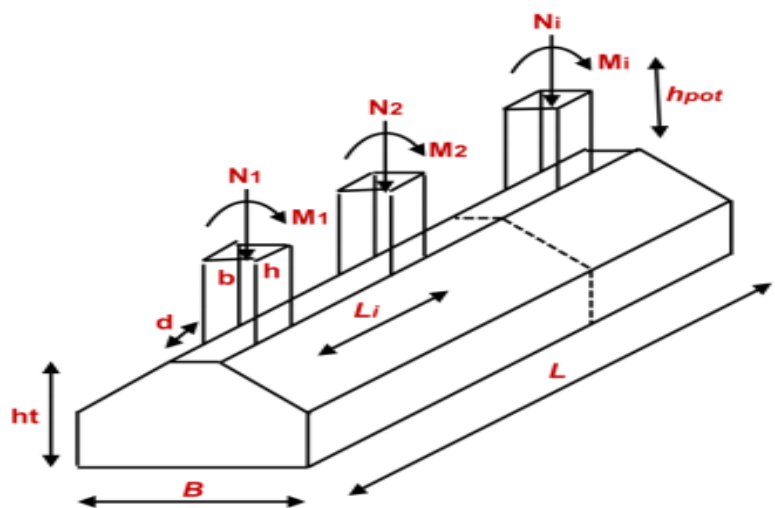


Figure VI.2 : Schéma de la semelle filante

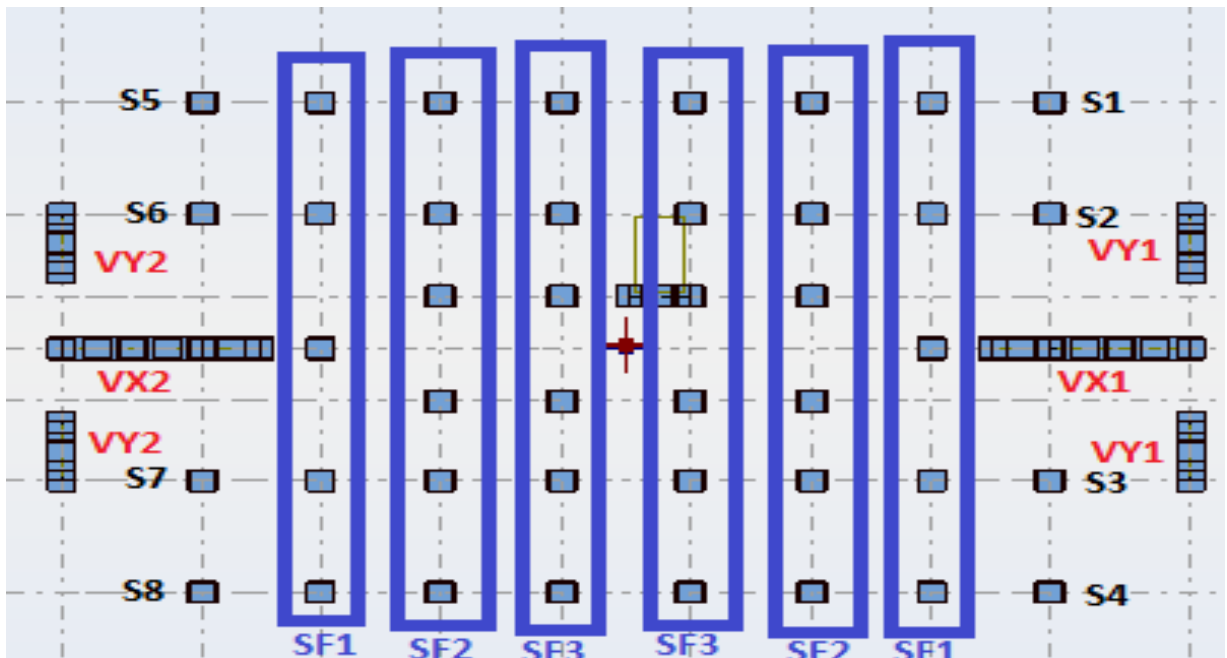


Figure VI.3: Vue en 2D des semelles isolées et filantes.

VI.3.3 Semelles isolées sous poteaux (S1 S8):

$$G + Q + E \begin{cases} N = 203.39 \text{ KN} \\ M = -2.77 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{avec } N_1, M_1 \text{ l'effort normale et le moment à l'ELS}$$

$$1.35G + 1.5Q \begin{cases} N = 283.08 \text{ KN} \\ M = -3.80 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{avec } N_2, M_2 \text{ l'effort normale et le moment à l'ELU}$$

$$c' = c = 5 \text{ cm}$$

a) Prédimensionnement

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}}$$

$$e_0 = \frac{2.77}{203.39} = 0.014$$

$$\text{On a : } e_0 < \frac{b}{6}$$

$$e_0 < \frac{0.36}{6} = 0.06 \text{ m}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{40}{40} \quad \rightarrow \quad A = B$$

$$AB \geq \left(1 + 3 \frac{e_0}{b}\right) \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} \quad \rightarrow \quad B^2 \geq \left(1 + 3 \frac{e_0}{b}\right) \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$B \geq \sqrt{\left(1 + 3 \frac{e_0}{b}\right) \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}}$$

$$B \geq \sqrt{\left(1 + 3 \frac{0.014}{0.40}\right) \frac{203.39}{150}} = 1.5 \text{ m}$$

On choisit : $A = B = 1.5 \text{ m}$

Calcul la hauteur h_t :

$$d \geq \text{Max} \left(\frac{B-b}{4}, \frac{A-a}{4} \right) = \left(\frac{1.5-0.40}{4}, \frac{1.5-0.40}{4} \right)$$

$$d \geq \text{Max} (0.27, 0.27) \text{ m}$$

$$d \geq 0.27 \text{ m} \Rightarrow d = 30 \text{ cm}$$

$$h_t = d+c = 30+5 \Rightarrow h_t = 35 \text{ cm}$$

-La hauteur libre :

$$h_t/4 \leq h_l \leq h_t/2 \Rightarrow 8.75 \text{ cm} \leq h_l \leq 17.5 \text{ cm}$$

on prend

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

b) Vérification des contraintes :

- Poids de la semelle :

$$P_s = 25B \left((A \times h_l) + \frac{h_t - h_l}{2} (A + a) \right)$$

$$P_s = 25 \times 1.5 \left((1.5 \times 0.15) + \frac{0.35 - 0.15}{2} (1.5 + 0.40) \right)$$

$$P_s = 15.56 \text{ KN}$$

- Poids de remblais : $\delta_r = 18 \text{ KN}$

$$P_r = \delta_r \left(\frac{(A-a)}{2} [B(h_t - h_l) + 2B(D - h_t) + 2a(D - h_t)] \right)$$

$$P_r = 18 \left(\frac{(1.5 - 0.40)}{2} [1.5(0.35 - 0.15) + 2 \times 1.5(1.5 - 0.35) + 2 \times 0.40(1.5 - 0.35)] \right)$$

$$P_r = 46.23 \text{ KN}$$

Poids de l'avant poteau :

$$P_p = [a \times b(D - h_t)] \times 25$$

$$P_p = [0.40 \times 0.40(1.5 - 0.35)] \times 25$$

$$P_p = 4.6 \text{ KN}$$

- Poids total :

$$P_T = P_s + P_r + P_p = 15.56 + 46.23 + 4.6$$

$$P_T = 66.39 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}}^{\circ} = N_{\text{ser}} + P_p$$

$$N_{\text{ser}}^{\circ} = 203.39 + 66.39 = 269.78 \text{ KN}$$

$$e'_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}}$$

$$e'_0 = \frac{2.77}{203.39} = 0.014 \text{ m}$$

$$\text{On a: } e_0 < \frac{B}{6}$$

$$e'_0 < 1.5/6 = 0.25 \text{ m}$$

Donc le diagramme des contraintes est trapézoïdal

$$\sigma_2 = \left(1 - \frac{6 \cdot e'_0}{B}\right) \frac{N'_{\text{ser}}}{AB}$$

$$\sigma_2 = \left(1 - 6 \frac{0.014}{1.5}\right) \frac{269.78}{1.5^2}$$

$$\sigma_2 = 113.19 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \left(1 + \frac{6 \cdot e'_0}{B}\right) \frac{N'_{\text{ser}}}{AB}$$

$$\sigma_1 = \left(1 + 6 \frac{0.014}{1.5}\right) \frac{269.78}{1.5^2}$$

$$\sigma_1 = 126.62 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{(A/4)} = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} = \left(1 + 3 \frac{e'_0}{B}\right) \frac{N'_{\text{ser}}}{AB}$$

$$\sigma_{(A/4)} = \left(1 + 3 \frac{0.014}{1.5}\right) \frac{269.78}{1.5^2}$$

$$\sigma_{(A/4)} = 123.26 < \sigma_{\text{sol}} = 150 \text{ KN/m}^2$$

c) Vérification de la stabilité au renversement:

$$e'_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N'_{\text{ser}}} = 0.01 \text{ m} \quad ; \quad \frac{B}{4} = 0.375 \text{ m}$$

$$e'_0 < \frac{B}{4} \quad \rightarrow \quad \text{vérifié.}$$

d) Ferrailage à L'ELU :

$$N'_u = N_u + 1.35 P_T$$

$$N'_u = 283.08 + 1.35 \times 66.39 = 372.71 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N'_u} = \frac{3.8}{372.71}$$

$$e_0 = 0.010$$

$$\frac{B}{24} = \frac{1.5}{24} = 0.0625 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_0 < \frac{B}{24}$$

$$A_x = A_y = \frac{N'_u \left(1 + \frac{3 \cdot e_0}{B}\right)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} (A - a)$$

$$A_x = A_y = \frac{372.71 \left(1 + 3 \frac{0.010}{1.5}\right)}{8 \times 0.30 \times 347.82} (1.5 - 0.40) \times 10 = 5.01 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_x = A_y = 6 \text{ HA14} = 9.24 \text{ cm}^2$$

La hauteur en rive vaut :

Avec espacement est égale à 20 cm

$$e \geq \{6\phi + 6 \text{ cm}\} = \{6 \times 1.6 + 6 \text{ cm}\}$$

$$e \geq \{15.60 \text{ cm}\}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$.

Longueur de scellement :

$$l_s = 40 \cdot \phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} > A/4 = 23.1 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifié}$$

- donc toutes les barres doivent être prolongé jusqu' aux extrémités et comportant des ancrages courbés.

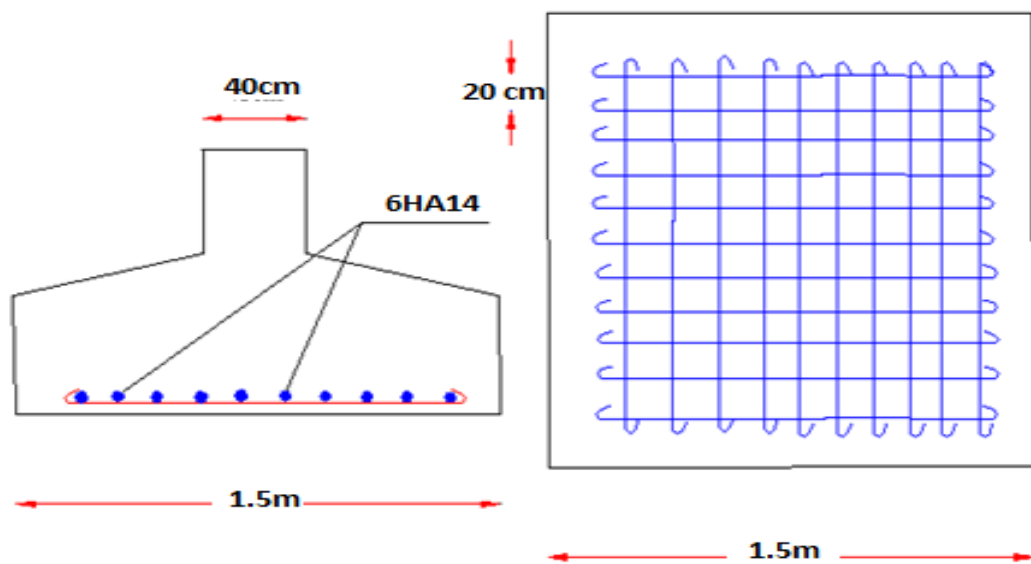


Figure VI.4: Schéma de ferrailage de la semelle isolées sous poteaux

VI.3.4 Semelles filante sous poteaux :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur « L » située sous un portique formé de 5 poteaux.

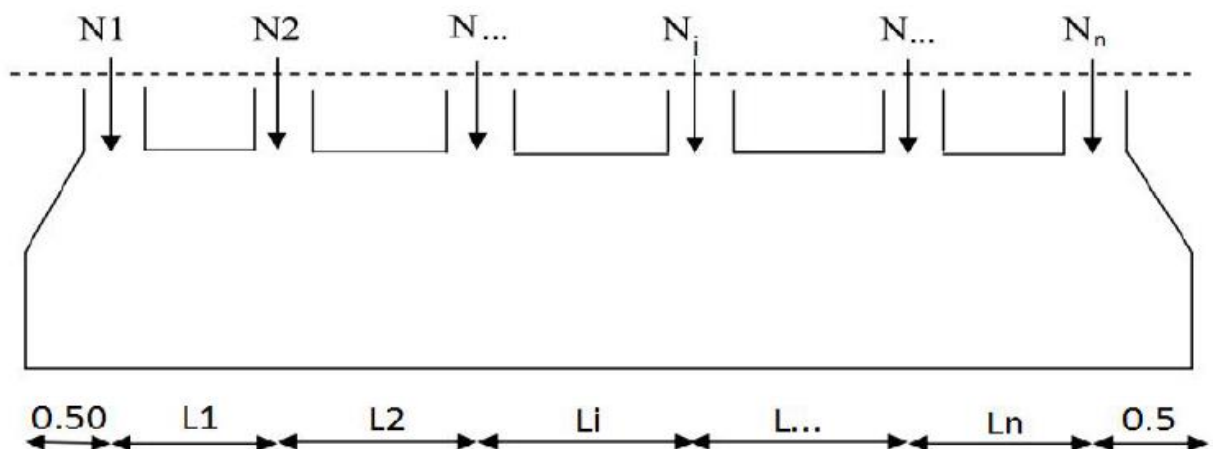


Figure VI.5 : Schéma d'une semelle filante

a) Semelle filante sous fil des poteaux SF1 :**Portique sens Y-Y**

Avec :

Ni : l'effort normal provenant du poteau <<i>> (ELS).

$$N_1 = 273.08 \text{ KN}$$

$$N_2 = 452.37 \text{ KN}$$

$$N_3 = 396.72 \text{ KN} \rightarrow \Sigma N_{\text{ser}} = 1839,49 \text{ KN}$$

$$N_4 = 446.47 \text{ KN}$$

$$N_5 = 270.85 \text{ KN}$$

$$L = 16.70 \text{ m}$$

Dimensionnement de la semelle :

$$\text{La vérification à faire est : } \bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \cdot L} \implies B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \cdot L}$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \cdot L} = \frac{1839,49}{150 \cdot 16,70} = 0,73 \text{ m}$$

$$B = 0,73 \text{ m}$$

On prend : B = 1 m

$$d \geq \left(\frac{B - b}{4} \right)$$

$$d = 0,20 \text{ m}$$

$$h = d + 5$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

Ferraillage :

$$N_{u1} = 378.97 \text{ KN}$$

$$N_{u2} = 624.59 \text{ KN}$$

$$N_{u3} = 547.61 \text{ KN} \rightarrow \Sigma N_u = 2543,35 \text{ KN}$$

$$N_{u4} = 616.41 \text{ KN}$$

$$N_{u5} = 375.77 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N(B-b)}{8 \cdot h \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_s = 219.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s / L = 13.13 \text{ cm}^2 \text{ (par ml)}$$

Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq S_{\text{Max}}$$

$$S_{\text{Max}} = \min(0,9 d; 40 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 18 \text{ cm}$ On choisit: **8 HA16 = 16.08 cm²****Armatures de répartition :**

$$A_r = A_{st} / 4$$

$$A_r = 0.84 \text{ cm}^2$$

On choisit: **5HA12 = 5.65 cm², (St = 16cm)**

Vérification de contrainte :

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{A*B}$$

$\sigma_1 = 110.15 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2$ Vérifié

b) Semelle filante sous fil des poteaux SF2 :

Portique sens Y-Y

Avec :

Ni : l'effort normal provenant du poteau «i» (ELS).

N₁ = 276.58 KN

N₂ = 402.41 KN

N₃ = 358.72 KN → $\sum N_{ser} = 1976,09 \text{ KN}$

N₄ = 353.69 KN

N₅ = 392.58 KN

N₆ = 274.59 KN

L = 16.70 m

Dimensionnement de la semelle :

La vérification à faire est : $\overline{\sigma_{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B*L} \implies B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}*L}$

$$B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}*L} = \frac{1976.09}{150*16.70} = 0.78\text{m}$$

B = 0.7m

On prend : **B = 1 m**

$$d \geq \left(\frac{B-b}{4} \right)$$

d = 20 cm

h = d + 5

h = 25cm

Ferraillage :

N_{u1} = 386.22KN

N_{u2} = 557.89KN

N_{u3} = 495.08KN → $\sum N_u = 2855,37\text{KN}$

N_{u4} = 488.18KN

N_{u5} = 544.45KN

N_{u6} = 383.55KN

$$A_s = \frac{N(B-b)}{8*h*\sigma_{st}}$$

A_s = 246.27cm²

A_s /L= 14.74cm² (par ml)

Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq S_{t \max}$$

$$S_{t \max} = \min(0,9d ; 40\text{cm}) = 18 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 18 \text{ cm}$

On choisit: **8 HA16 = 16.08 cm²**

Armatures de répartition :

$$A_r = A_{st} / 4$$

$$A_r = 0.85\text{cm}^2$$

On choisit: **5HA12 = 5.65cm², (St = 16cm)**

Vérification de contrainte :

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{A*B}$$

$$\sigma_1 = 123.27 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 150 \text{ KN/ m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

c) Semelle filante sous fil des poteaux SF3 :

Portique sens Y-Y

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau «i» (ELS).

$$N_1 = 214.62 \text{ KN}$$

$$N_2 = 437.90 \text{ KN}$$

$$N_3 = 414.62 \text{ KN} \rightarrow \sum N_{ser} = 2058,57 \text{ KN}$$

$$N_4 = 367.47 \text{ KN}$$

$$N_5 = 354.08 \text{ KN}$$

$$N_6 = 187.40 \text{ KN}$$

$$L = 16.70\text{m}$$

Dimensionnement de la semelle :

$$\text{La vérification à faire est : } \overline{\sigma_{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B*L} \implies B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}*L}$$

$$B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}*L} = \frac{2058.57}{150*16.70} = 0.82\text{m}$$

$$B = 0.82\text{m}$$

On prend : $B = 1\text{m}$

$$d \geq \left(\frac{B-b}{4} \right)$$

$$d = 0,20\text{m}$$

$$h = d + 5$$

$$h = 25\text{cm}$$

Ferraillage :

$$N_{u1} = 301.28\text{KN}$$

$$N_{u2} = 607.57\text{KN}$$

$$N_{u3} = 573.14\text{KN} \rightarrow \Sigma N_u = 2747,76\text{KN}$$

$$N_{u4} = 507.56\text{KN}$$

$$N_{u5} = 493.66\text{KN}$$

$$N_{u6} = 264.55\text{KN}$$

$$A_s = \frac{N(B-b)}{8 \cdot h \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_s = 238\text{cm}^2$$

$$A_s / L = 14.25\text{cm}^2 \text{ (par ml)}$$

Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq S_t$$

$$\max = \min (0,9d ; 40\text{cm}) = 18\text{cm}$$

$$\text{On prend: } S_t = 18\text{cm}$$

$$\text{On choisit: } \mathbf{8HA16 = 16.08 \text{ cm}^2}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_{st} / 4$$

$$A_r = 4.02\text{cm}^2$$

$$\text{On choisit: } \mathbf{5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2, (S_t = 16 \text{ cm})}$$

Vérification de contrainte :

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma = \frac{\Sigma N_{ser}}{A+B}$$

$$\sigma_1 = 123.26\text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 150\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

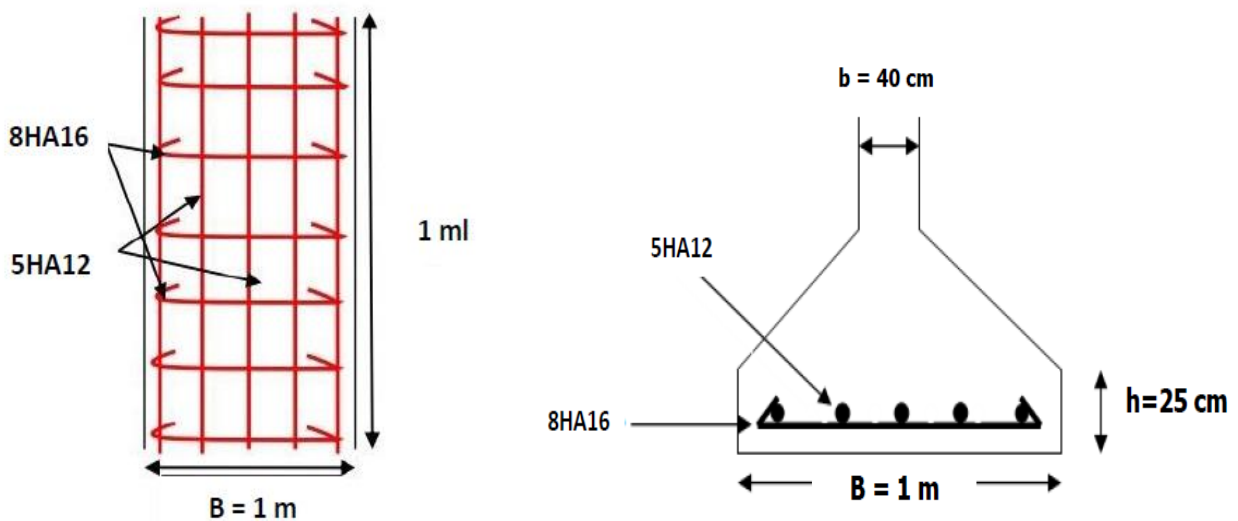


Figure VI.6: Schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteaux

VII.1 Fondation sous voiles

Semelles sous voiles :

Ces semelles sont aussi sous poteaux (voire la figure), donc on a déterminé – à partir de logiciel ROBOT -les sollicitations appliquées au centre de gravité de chaque ensemble (voile-poteau), ça nous a conduit à les dimensionner comme des semelles isolées.

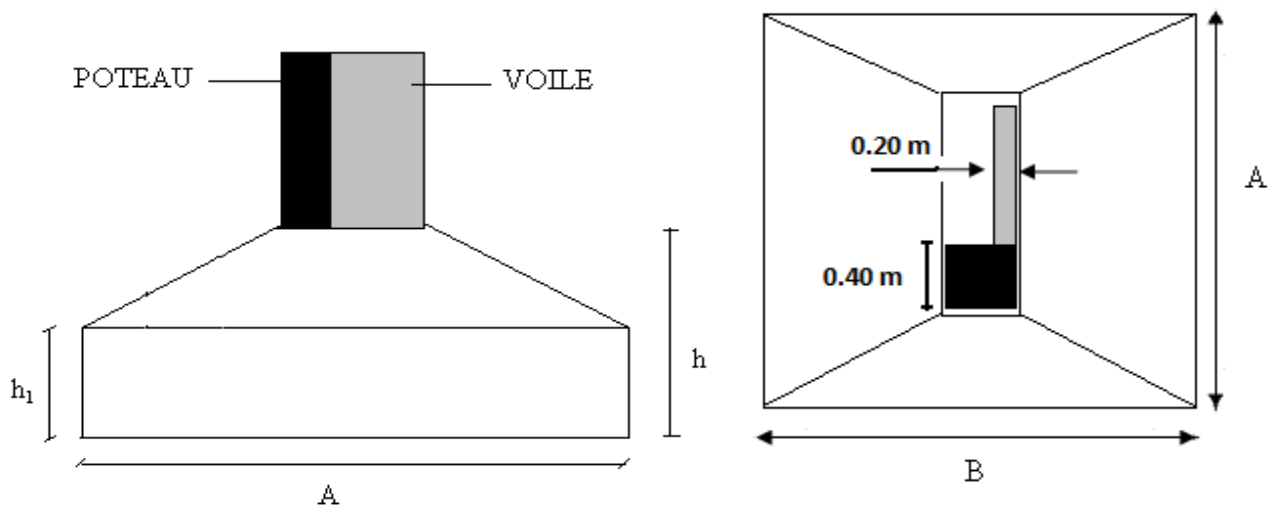


Figure VI.7: Schéma de la Semelle sous voile.

a) Semelle sous voile VY1 , VY2 :(L = 2.00 m)

RPA2003 (article 10.1.4.1)

Fissuration très préjudiciable (BAEL-91)

Pré dimensionnement par l'effort normale et le moment à l'ELS.

Vérification par l'effort normale et le moment à l'EIU.

$$G + Q + E \begin{cases} N_1 = 1385,56 \text{ KN} \\ M_1 = 2,83 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{avec } N_1, M_1 \text{ l'effort normale et le moment à l'ELS}$$

$$1.35G + 1.5Q \begin{cases} N_1 = 1924,00 \text{ KN} \\ M_1 = 3,95 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{avec } N_1, M_1 \text{ l'effort normale et le moment à l'ELU}$$

$$c = c' = 5.0 \text{ cm}, \sigma_s = 347.82 \text{ MPa}$$

Prédimensionnement :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.002 \text{ m}$$

$$\text{On a : } e_0 < \frac{b}{6}$$

$$AB \geq \left(1 + 3 \frac{e_0}{b}\right) \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad \rightarrow \quad B^2 \geq \left(1 + 3 \frac{e_0}{b}\right) \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\left(1 + 3 \frac{e_0}{b}\right) \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \geq 3.08 \text{ m}$$

On choisit : **B = 3.5 m**

Hauteur utile :

$$\frac{B - b}{4} \leq d$$

$$\frac{3.5 - 0.20}{4} \leq d \rightarrow 0.82 \text{ m} \leq d$$

$$d = 85 \text{ cm}$$

On prend : $h = d + c$

$$h = 85 + 5 = 90 \text{ cm}$$

$$h/4 \leq h_1 \leq h/2 \Rightarrow h_1 = 35 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes :

$$\text{Poids propre de la semelle : } P_S = 25B \left(A \times h_1 + \frac{h - h_1}{2} (A + a) \right)$$

$$P_S = 196.22 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de remblai : } P_r = \delta_r \left(\frac{A - a}{2} [B(h_t - h_1) + 2B(D - h_t) + 2a(D - h_t)] \right)$$

$$P_r = 18 \left(\frac{3.5 - 0.20}{2} [3.5(0.90 - 0.35) + 2 \times 3.5(1.50 - 0.90) + 2 \times 0.20(1.50 - 0.90)] \right)$$

$$P_r = 189.04 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de mur : } P_m = 25 \times 0.20 \times 1 \Rightarrow P_m = 4 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de l'avant de poteau : } P_a = (0.40)^2 \times (1.5 - 0.90) \times 25 = 2.4 \text{ KN}$$

$$\text{Poids totale : } P_T = P_a + P_m + P_S + P_r = 391.66 \text{ KN.}$$

$$N'_{ser} = N_{ser} + P_T = 1385.56 + 391.66$$

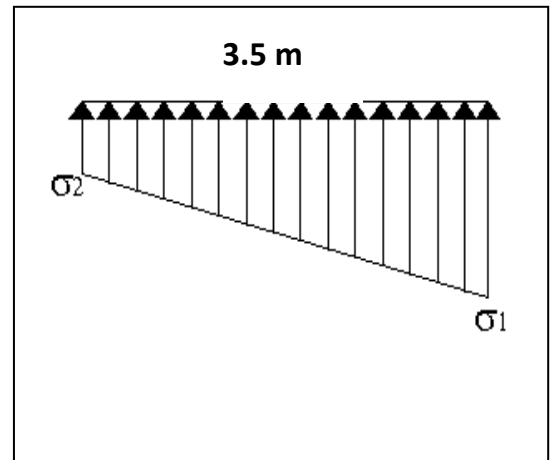
$$N'_{ser} = 1777.22 \text{ KN}$$

$$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N'_{ser}}$$

$$e'_0 = \frac{2.83}{1777.22} = 0.0016 \text{ m}$$

$$\text{On a : } e_0 < \frac{B}{6}$$

$$e_0 < \frac{3.5}{6} = 0.58 \text{ m}$$



Donc le diagramme des contraintes est trapézoïdal

$$\sigma_2 = \left(1 - 6 \frac{e'_0}{B} \right) \frac{N'_{ser}}{AB}$$

$$\sigma_2 = \left(1 - 6 \frac{0.0016}{3.5} \right) \frac{1777.22}{12.25} = 144.79 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \left(1 + 6 \frac{e'_0}{B} \right) \frac{N'_{ser}}{AB}$$

$$\sigma_1 = \left(1 + 6 \frac{0.0016}{3.5} \right) \frac{1777.22}{12.25} = 145.59 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{(A/4)} = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} = \left(1 + 3 \frac{e'_0}{B} \right) \frac{N'_{ser}}{AB}$$

$$\sigma_{(A/4)} = \left(1 + 3 \frac{0.0016}{3.5} \right) \frac{1777.22}{12.25}$$

$$\sigma_{(A/4)} = 145.39 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2$$

Vérification de la stabilité au renversement :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N'_{ser}} = 0.0016 \text{ m} ; \frac{B}{4} = 0.875 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{B}{4} \rightarrow \text{Vérifié}$$

Ferraillage à L'ELU :

$$N_u' = N_u + 1.35x P_T$$

$$N_u' = 1924 + 1.35x 391.66$$

$$N_u' = 2454.63 \text{ KN}$$

$$e'_0 = M_u / N_u' = 3.95 / 2454.63 = 0.0016 \text{ m}$$

$$A_x = A_y = \frac{N_u' x (1 + 3 e'_0 / B) \times (A - a)}{8 \times h \times \sigma_s}$$

$$A_x = A_y = \frac{2454.63 \times 10 \times (1 + 3 \frac{0.0016}{3.5}) (3.5 - 0.20)}{8 \times 0.90 \times 347.82} = 32.39 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_x = A_y = 18 \text{ T } 16 = 36.19 \text{ cm}^2$$

Avec espacement est égale à **20 cm**

-la hauteur libre : $e \geq 6\phi + 6 = 6 \times 1.6 + 6 = 15.6 \text{ cm} \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$

-longueur de scellement : $l_s = 40. \phi = 64 \text{ cm}$

On prend $l_s = 80 \text{ cm} > A/4 = 9.05 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifié}$

Donc toutes les barres doivent être prolongé jusqu' aux extrémités et comportant des ancrages courbés.

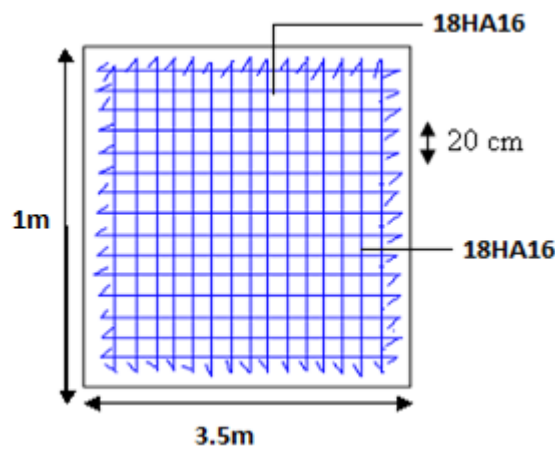


Figure VI.8: Schéma de ferraillage de la semelle sous voile.

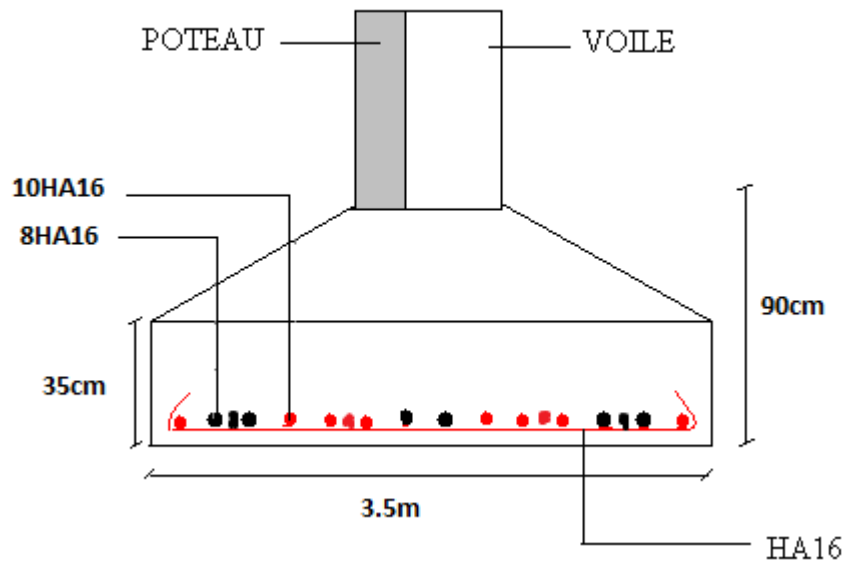


Figure VI.9: Schéma de ferrailage de la semelle sous voile.

a) Semelle sous voile VX1 , VX2 :(L = 5.2 m)

RPA2003 (article 10.1.4.1)

Fissuration très préjudiciable (BAEL-91)

Pré dimensionnement par l'effort normale et le moment à l'ELS

Vérification par l'effort normale et le moment à l'EIU

$$G + Q + E \begin{cases} N_1 = 1878,26 \text{ KN} \\ M_1 = 2,44 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{avec } N_1, M_1 \text{ l'effort normale et le moment à l'ELS}$$

$$1.35G + 1.5Q \begin{cases} N_1 = 2595,88 \text{ KN} \\ M_1 = 3,43 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{avec } N_1, M_1 \text{ l'effort normale et le moment à l'ELU}$$

$$c = c' = 5.0 \text{ cm}, \sigma_s = 347.82 \text{ MPa}$$

Prédimensionnement :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.0013 \text{ m}$$

$$\text{On a : } e_0 < \frac{b}{6}$$

$$AB \geq \left(1 + 3 \frac{e_0}{b}\right) \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad \rightarrow \quad B^2 \geq \left(1 + 3 \frac{e_0}{b}\right) \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\left(1 + 3 \frac{e_0}{b}\right) \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \geq 3.57 \text{ m}$$

On choisit : **B = 4.2 m**

Hauteur utile :

$$\frac{B - b}{4} \leq d$$

$$\frac{4.2 - 0.20}{4} \leq d \quad \rightarrow \quad 1 \text{ m} \leq d$$

$$d = 1.5\text{cm}$$

On prend : $h = d+c$

$$h = 100+5 = 110 \text{ cm}$$

$$h/4 \leq h_1 \leq h/2 \Rightarrow h_1 = 40\text{cm}$$

Vérification des contraintes :

Poids propre de la semelle : $P_S = 25B \left(A \times h_1 + \frac{h-h_1}{2} (A+a) \right)$

$$P_S = 338.1 \text{ KN}$$

Poids de remblai : $P_r = \delta_r \left(\frac{A-a}{2} [B(h_t - h_1) + 2B(D - h_t) + 2a(D - h_t)] \right)$

$$P_r = 18 \left(\frac{4.2 - 0.20}{2} [4.2(1.10 - 0.40) + 2 \times 4.2(1.50 - 1.10) + 2 \times 0.20(1.50 - 1.10)] \right)$$

$$P_r = 116.28 \text{ KN}$$

Poids de mur : $P_m = 25 \times 0.20 \times 1 \Rightarrow P_m = 4 \text{ KN}$

Poids de l'avant de poteau : $P_a = (0.40)^2 \times (1.5 - 1.10) \times 25 = 1.6 \text{ KN}$

Poids totale $P_T = P_a + P_m + P_S + P_r = 459.98\text{KN}$.

$$N'_{ser} = N_{ser} + P_T = 1878.26 + 459.98$$

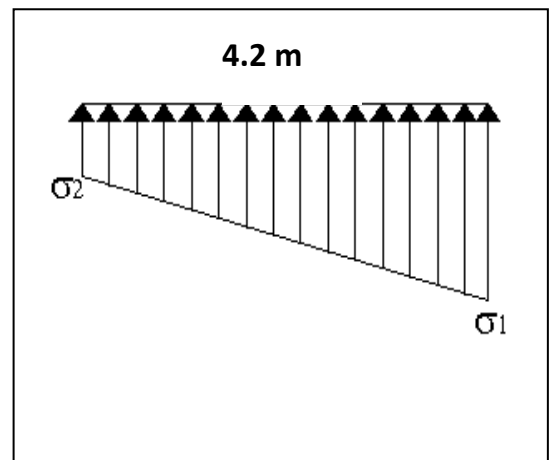
$$N'_{ser} = 2338.24 \text{ KN}$$

$$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N'_{ser}}$$

$$e'_0 = \frac{2.44}{2398.24} = 0.001 \text{ m}$$

On a : $e_0 < \frac{B}{6}$

$$e_0 < \frac{4}{6} = 0.66 \text{ m}$$



Donc le diagramme des contraintes est trapézoïdal

$$\sigma_2 = \left(1 - 6 \frac{e'_0}{B} \right) \frac{N'_{ser}}{AB}$$

$$\sigma_2 = \left(1 - 6 \frac{0.001}{4.2} \right) \frac{2398.24}{17.64} = 135.76 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \left(1 + 6 \frac{e'_0}{B} \right) \frac{N'_{ser}}{AB}$$

$$\sigma_1 = \left(1 + 6 \frac{0.001}{4.2} \right) \frac{2398.24}{17.64} = 136.15 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{(A/4)} = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} = \left(1 + 3 \frac{e'_0}{B} \right) \frac{N'_{ser}}{AB}$$

$$\sigma_{(A/4)} = \left(1 + 3 \frac{0.001}{4.2} \right) \frac{2398.24}{17.64}$$

$$\sigma_{(A/4)} = 136.05 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2$$

Vérification de la stabilité au renversement:

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N'_{ser}} = 0.0013 \text{ m} \quad ; \quad \frac{B}{4} = 1.05 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{B}{4} \rightarrow \text{Vérfié}$$

Ferraillage à L'ELU :

$$N_u' = N_u + 1.35x P_T$$

$$N_u' = 2595.88 + 1.35x 459.98$$

$$N_u' = 3216.85 \text{ KN}$$

$$e'_0 = M_u / N_u' = 3.43 / 3216.85 = 0.0011 \text{ m}$$

$$A_x = A_y = \frac{N_u' \times (1 + 3 e'_0 / B) \times (A - a)}{8 \times h \times \sigma_s}$$

$$A_x = A_y = \frac{3216.85 \times 10 \times (1 + 3 \frac{0.0011}{4.2}) (4.2 - 0.20)}{8 \times 1.10 \times 347.82} = 42.07 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_x = A_y = 16T20 = 50.27 \text{ cm}^2$$

Avec espacement est égale à **20 cm**

-la hauteur libre : $e \geq 6\phi + 6 = 6 \times 1.6 + 6 = 15.6 \text{ cm} \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$

-longueur de scellement : $l_s = 40 \cdot \phi = 64 \text{ cm}$

On prend $l_s = 80 \text{ cm} > A/4 = 12.57 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérfié}$

Donc toutes les barres doivent être prolongé jusqu' aux extrémités et comportant des ancrages courbés

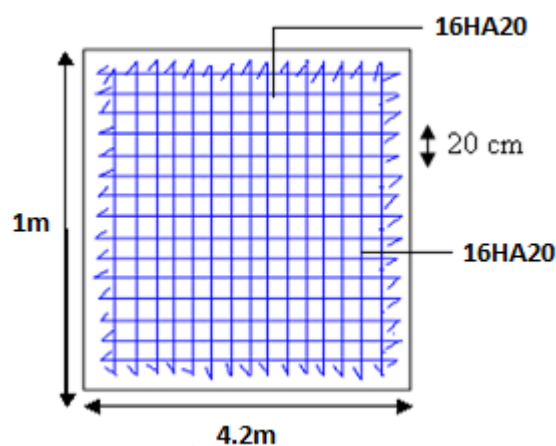


Figure VI.10: schéma de ferraillage de la semelle sous voile

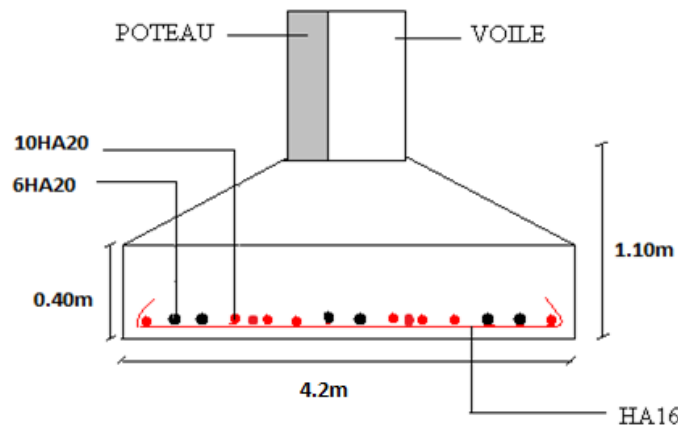


Figure VI.11: Schéma de ferrailage de la semelle sous voile

VII.2 Longrine

VII.2.1 Définition

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction <F>

VII.2.2. Dimensionnement de la longrine:

Selon l'RPA 99 (art.10-1-1), les dimensions minimales de la section transversale des l'origines sont:

* (25x30) cm².....sites de catégorie S2, S3

* (30x30) cm².....site de catégorie S4

Pour notre cas (site ferme S2) on prend une section de (30x25) cm²

Ferrailage de la longrine :

Armature longitudinale :

Les longrines doivent calculées pour résister à la traction sous l'action d'une forces est égale à

$$F = N_u(\max) / \alpha > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots [\text{RPA 99 V 2003}]$$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

D'après [RPA99/2003] :

$$\alpha = 12 \text{ (site S3, zone IIa),}$$

$N_u(\max)$: L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$N_u(\max) : 624806,14 \text{ N} = 624.80614 \text{ KN.}$$

$$F = 624.80614 / 12 = 52.07 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_s = F / \sigma_s = 52.07 * 10^3 / 348 = 149.62 \text{ mm}^2 = 1.50 \text{ cm}^2.$$

Etat limite service :

Si la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\sigma_a = \min (2/3 f_e ; 150\eta)$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_a = \min (2/3 * 400 ; 150 * 1.6) = 240 \text{ MPa} ;$$

$$N_{ser} = 452.53 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{ser} = (N_{ser} / \alpha) / A_s \leq \sigma_a$$

$$\Rightarrow A_s = (N_{ser} / \alpha) / \sigma_a = (452.53 * 10^3 / 12) / 240 = 157.13 \text{ mm}^2 = 2 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23.b.d. f_{t28} / f_e$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} .$$

$$d = 0.9 h = 36\text{cm} . A_s \geq 0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1 / 400$$

$$A_s = 1.30 \text{ cm}^2$$

Recommandation de [RPA 99 v2003]

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section de béton y compris les armatures longitudinales et les armatures transversales, tel que l'espacement des cadres ne doit pas dépasser le minimum de:

$$S_t \leq \min (20\text{cm}, 15 \Phi L)$$

$$\text{Donc } A_s = 0.006 (25 \times 30) = 4.5\text{cm}^2$$

On adopte : **6T12**

$$\text{Avec } A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

On prend : 4 ϕ 6 ($A = 1.13 \text{ cm}^2$)

Avec. Espacement de :

$$e = \min (20 \text{ cm}, 15 \phi_t)$$

$$e = \min (20 \text{ cm}, 15 \times 1.2)$$

$$e = \min (20 \text{ cm}, 18 \text{ cm})$$

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

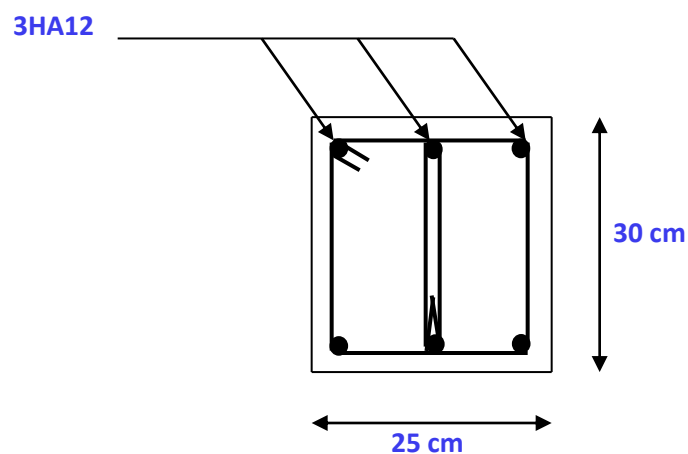


Figure VI.12: Schéma de Ferrailage de longrine.

VII.4 Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape très importante dans le calcul d'ouvrage. Le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol, ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Pour notre structure le type de fondation choisie est le radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant le calcul. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces dernières sont mal placées.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique puis que l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

REFERENCES

REFERENCES

Références

- [1] Règle parasismique Algérienne RPA99 version, 2003.
- [2] Règles de calcul de Béton Armé aux Etats Limite. BAEL 91 modifié 99.
- [3] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93.
- [4] Document technique règlementaire (DTR B. C .2.2).
- [5] LECHEHEB M .2019. Cours 3^{ème} année génie civil. Résistance des Matériaux. Centre universitaire Abdelhafid Boussouf , Mila.
- [6] GUETTICHE A. 2020. Cours Master génie civil. Dynamique des structures 2. Centre universitaire Abdelhafid Boussouf , Mila
- [7] KHALLEF Nihad et BELFA Samira "Conception et Étude D'un Bâtiment « RDC + 11 + SSOL » de la forme irrégulière par une analyse dynamique et statique non linéaire », université Abdelhafid Boussouf, Mila 2019.
- [8] ABDICHE Romaiassa et LEGUENE Hadjer "Étude D'un Bâtiment « RDC + 6 » à usage d'habitation avec contreventement mixte." université Abdelhafid Boussouf, Mila 2021
- [9] SELAMI hamza et DJOUBER samir "Étude D'un Bâtiment « RDC + 12 »" université ziane achour de djelfa 2019.
- [10] Boutrah Sara et Bahire hayat "Étude D'un Bâtiment « RDC + 5 » à usage d'habitation" université Abdelhafid Boussouf, Mila 2019.
- [11] SAIGAA Ahmed et BRAHIMI khadidja "Etude d'un bâtiment a usage d'habitation (R+6) Contreventement Mixte (PORTIQUE+VOILE)"Université Ziane Achour de, Djelfa 2019.
- [12] NASRI Seif Eddine et Himour Walid "Etude statique et dynamique d'un immeuble multifonctionnel R+7" université Abdelhafid Boussouf, Mila 2019
- [13] Dr. Abdelkader BRAHIMI .2021 Cours Master Génie Civil – Structure : Projet structures en béton armé.
- [14] Merabtane mahfoud et Ahmed brika "Conception et Étude D'un Bâtiment "RDC + 12 + SSOL par une analyse dynamique et statique non linéaire", université Abdelhafid Boussouf, Mila 2019.
- [15] Dr. Belkacem CHAIBEDRA. Série des vidéos (Etude bâtiment R+4).

REFERENCES

Logiciels utilises

[1] Robot 2014.

[2] Autocad 2016.

[3] Application de Calcul Excel

[4] Word 2007.

ANNEXES

Annexes

Annexe1 : Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexes

Annexe2: Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour.

$\alpha=Lx/ Ly$	ELU $v=0$		ELSV=0.2	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

