

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*

Filière: Génie Civil

Spécialité : structures

**Calcul et simulation numérique d'une structure (R+4)
implantée dans une zone de sismicité élevée**

Réalisé par :

Bouaouni Rayane

Razemoule Roumaissa

Soutenu devant le jury :

Mlle. Karima Drouna

Mr. Mostefa Lecheheb

Mlle. Sara Sahnoune

Mr. Fethi Kitchah

Présidente

Examinateur

Examinatrice

Promoteur

Année universitaire : 2021/2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Au terme de ce modeste travail, nous remercions DIEU le tout puissant de nous accorder d'avoir accomplir ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.

Nous sommes également très reconnaissantes à notre promoteur Mr FETHI KITCHAH, de nous avoir suivis et orientés durant l'élaboration de ce mémoire.

Nos remerciements s'adressent aussi au corps enseignants et à tous les personnels du département de génie civil, et aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Que toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire retrouve ici l'expression de nos plus profonds Sentiments.

Sans oublier tous nos camarades de la promotion MASTER 2 pour leur aide, patience, compréhension et encouragement.

DEDICACE

Tout d'abord je remercie mon dieu le tout puissant qui m'a donné la force,
la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Je dédie ce modeste travail:

Spécialement à l'âme de mon cher père qui nous a quitté cette année, mon père qui a sacrifié
toute sa vie pour moi et ne m'a pas vu se jour-la

à ma cher maman qui a été à mes côtés et qui m'ont guidé et soutenu durant les moments les
plus

pénibles de ce long chemin,

merci mes parents.

A mon frère HAITHAM, ma sœur IBTIHAL ,à mon mari
AMINE, je vous aime et merci pour votre encouragement.

A ma copine et ma cousine WISSAM , qui m'a beaucoup
aidé, merci pour son soutien.

A toute ma famille sans exception.

A mon cher binôme ROUMAÏSSA et sa famille

A tous mes amis proches : NABILA, ZAHIA, KHAWLA et MAÏSSA,
et à toute la promotion 2022 de Génie civil /Structure.

A toutes personnes qui m'aider à poursuivre mes études.

« BOUAOUNI RAYANE ».

DEDICACE

Tout d'abord je remercie mon dieu le tout puissant qui m'a donné la force,
la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Je dédie ce modeste travail:

Spécialement à l'âme de ma chère maman qui nous a quitté cette année
ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu
durant toute ma vie, et à mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir
devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes frères, ATEF, RAOUF, et MOUAATEZ je vous aime et merci pour votre
encouragement.

A mes copines WISSAL et NARDJES et ma cousine MERIEM qui sont toujours fière de me
voir

réussir, merci pour son soutien.

A toute ma famille sans exception.

A mon cher binôme RAYANE et sa famille

A tous mes amis proches : NABILA ,KHAWLA ,ZAHIA,HIBA,IMANE et MERIEM
et à toute la promotion 2022 de Génie civil /structure.

A toutes personnes qui m'aider à poursuivre mes études.

«RAZEMOULE ROUMAISSA».

Listes des symboles et notations

En majuscules :

A	Coefficient d'accélération de zone.
A_s	Section d'armature dans le poteau.
A_{ser}	Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS .
A_t	Section d'un cours d'armature transversal.
A×B	Section du poteau.
B	Largeur de la semelle.
B	Aire d'une section de béton.
B_r	Section réduite du poteau.
C	Cohésion.
C_T	Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.
D	facteur d'amplification dynamique moyen.
E	Action accidentelle (séismes, incendies, chocs).
E	Module d'élasticité du béton.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
E_{ij}	Module de déformation instantanée.
E_{vj}	Module de déformation différé.
ELS	Etat limite de service.
ELU	Etat limite ultime.
ELA	Etat limite accidentelle.
f_i	La flèche totale.
f̄	La flèche admissible.
f_{c28}	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
f_{t28}	La résistance caractéristique à la traction donnée par (MPa).

f_{bu}	La contrainte ultime à la compression du béton.
f_{ij}	La flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
f_e	Contrainte limite élastique des aciers.
I	Moment d'inertie.
I_x	Moment d'inertie suivant xx.
I_y	Moment d'inertie suivant yy.
G	Charges permanentes (poids propre de la structure, les équipements fixes).
K	Coefficient de raideur du sol.
L	Portée de la travée.
L	Longueur de la semelle.
L_t	Longueur de la zone tendue.
L'_e, L'_w	Longueur fictive.
L_{max}	La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.
L_x	Distance entre de deux poutrelles
L_y	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
M_a	Moment sur appui.
M_u	Moment de calcul ultime.
M_s	Moment de calcul de service.
M_t	Moment en travée.
M_0	Moment isostatique.
M_e	Charges permanentes avant la mise en place des revêtements.
M_w	Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
M_e	Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
N	L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel ROBOT.

N_i	L'effort normal provenant du poteau « i ».
N_u	L'effort normal de calcul sur le poteau le plus sollicité.
N_u	Effort normal maximal à l'ELU.
P	Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).
Q	facteur de qualité.
Q	Charges variables (exploitations, climatiques, les effets due à la température).
R	Coefficient de comportement global de la structure.
S_t	Espacement des armatures transversales.
S	La surface d'appui de la semelle.
T_u	Effort tranchant.
$T_1 ; T_2$	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
W	Poids total de la structure.
W_G	Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
W_G	Charges d'exploitation.

En minuscules :

a, b	Dimensions du poteau à la base.
b_0	Largeur de la section de béton considérée.
d	Hauteur utile de la section de béton considérée.
e	Epaisseur du voile.
e_1	L'excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales.
e_a	Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.
e_2	Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.
h_e	Hauteur d'étage.
i	rayon de giration.
l_f	Longueur de flambement.

n	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
$q_e ; q_w$	Charge à gauche et à droite de l'appui respectivement.
σ_s	Contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré.
β	Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.
η	Coefficient de fissuration.
τ	Contrainte de cisaillement.
ξ	Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.
$\overline{\sigma}_{sol}$	Contrainte admissible du sol.
σ_{max}	Contrainte maximal.
σ_{min}	Contrainte minimal.
γ	Poids spécifique des terres.
φ	Angle de frottement.
γ_h	Poids spécifique.
α	coefficient de la fibre neutre.
θ	Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.
γ_b	Coefficient de sécurité du béton.
γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier.
α	Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation du projet

I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation du bâtiment.....	2
I.2.1. Les plans d'architecture.....	2
I.2.2. Caractéristiques géométriques.....	6
I.2.3. Système structural.....	6
I.2.4. Données du site.....	7
I.3. Les éléments de l'ouvrage.....	7
I.3.1. Les planchers.....	7
I.3.2. Maçonnerie.....	9
I.3.3 . Revêtement.....	9
I.3.4. L'acrotère.....	9
I.3.5. Les escaliers	10
I.4. Caractéristique mécaniques des matériaux	10
I.4.1. Béton.....	10
I.4.1.1. Résistance Mécanique.....	10
I.4.1.2. Les contraintes limites	12
I.4.1.3. Le règlement [BAEL91] béton armé aux états limites.....	13
I.4.1.4 .Définition des états limitent.....	13
I.4.2. L'acier	14
I.5. Action et sollicitation	15
I.5.1.Action	15
I.5.1.Action permanentes	15
I.5.2.Sollicitation	16
I.6.Conclusion	16

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	18
II.2. Pré-dimensionnement des différents éléments	18

II.2.1. Les planchers	18
II.2.1.1. Plancher à corps creux	18
II.2. 1.2. Plancher à dalle pleine	21
II.2.2. Pré-dimensionnement des poutres	22
II.2.3 Pré-dimensionnement des voiles	23
II.2.4. Pré-dimensionnement des poteaux.....	24
II.2.5.Pré-dimensionnement des escaliers	25
II.3. Evaluation des charges et surcharges	27
II.3. 1.les planchers	27
II.3. 2.cloison extérieures	29
II.3. 3.escalier	29
II.3. 4.acrotère	30
II.4. descente de charge	30
II.4. 1. Loi de dégression (DTRB C 2.2)	30
II.5. .conclusion	35

Chapitre III : Calcul des élément secondaire

III.1. Introduction.....	37
III.2. l'acrotère.....	37
III.2.1.évaluation des charges	37
III.2.2. évaluation et combinaison des charges.....	38
III.2.3.calcul du ferrailage	40
III.2.4.schéma de ferrailage	44
III.3. étude des escaliers	45
III.3.1. Etude de la poutre palière	52
III.3.1.1 calcul à la flexion simple	53
III.3.1. 2.calcul de section d'armature à la flexion simple	54
III. 3.1.3. armature transversal	55
III.3.1. 4.vérification à l'ELS	57
III.3.1.5.étude de la poutre palière à la torsion	58
III.3.1.6.justification du béton	58
III.3.2. schéma de ferrailage	61
III.4.les planchers à corps creux	61
III.4.1.types des poutrelles	61

III.4.2 calcul des sollicitations.....	62
III.4.2.1.la méthode Forfaitaire	63
III.4.2.2.application de la méthode.....	63
III.4.2.3.exemple de calcul d'une poutrelle du type 01du plancher terrasse	64
III.4.2.4.exemple d'application sur RDC	65
III.4.3.étude de la dalle de compression.....	91
III .5.conclusion.....	93

Chapitre IV : L'étude dynamique du bâtiment

IV.1.Introduction.....	95
IV.2.L'étude sismique.....	95
IV. 2.1.objective de l'étude dynamique.....	95
IV.2.2.modélisation de la structure.....	95
IV.3.méthode de calcul.....	97
IV.3.1.méthode statique équivalente	97
IV.3.2.poids totaux de la structure « w ».....	102
IV.3.3. La vérification de l'effort tranchant à la base.....	105
IV.4.méthode dynamique modal spectrale.....	106
IV.5 .vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/VERSION 2003.....	112
IV.5.1. La vérification de l'effort tranchant à la base.....	112
IV.5.2.vérification des déplacements latéraux inter étages	112
IV.6.effort normal réduits	115
IV.7. Vérification au renversement	115
IV.8. Conclusion	117

Chapitre V : calcul de ferrailage des éléments structuraux

V.1. Introduction	119
V.2.Les poutres	119
V.2.1. recommandations RPA 99/VERSION 2003	120
V.2.2 ferrailage des poutres.....	121
V.2.2.1. Poutre principale	121
V.2.2.2. Poutre secondaire	127
V.3.les poteaux.	133
V.3.1. recommandations RPA 99/VERSION 2003	135

V.3.2.sollicitation de calcul	135
V.3.3.ferraillage des poteaux	135
V. 3.4.vérification.....	141
V.3.5.schéma de ferraillage.....	143
V.4.les voiles	143
V.4.1.introduction.....	143
V.4.2. Les combinaisons des charges	143
V.4.3.Procédure de Ferrailage des voiles	143
V.4.4. Méthode de calcul	144
V.4.4.1. calcul de l_c et l_t	145
V.4.4.2. Calcul de l'effort normal ultime.....	145
V. 4.4.3. Calcul des armatures vertical	145
V. 4.4.4. armatures minimale de RPA99	145
V.4.5.calcul des armature longitudinales et transversales	145
V.4.6. Vérification à l'état limite ultime.....	150
V.4.7. schéma de ferraillage.....	151
V.5.conclusion.....	151

Chapitre VI : L'étude des fondations

VI.1.Introduction	153
VI.2.Les facteurs de choix du type de fondation.....	153
VI.3.Les type des fondations.....	153
VI.3.1.Fondations superficielles.....	153
VI.3.2.Fondations profondes.....	154
VI.4.Etude des fondations.....	154
VI.4.1.Combinaisons de calcul.....	154
VI.4.2.Vérification de la semelle isolée	155
VI.4.3.Vérification de la semelle filante.....	156
VI.4.4.Calcul de la semelle filante croisée	158
VI.4.4.1. Le Pré-dimensionnement	158
VI.4.4.2. Vérification de la semelle vis-à-vis la rigidité.....	159
VI.4.4.3.Calcul de ferraillage.....	159
VI.4.4.4. Ferrailage de la semelle.....	160

VI.4.4.5. Ferrailage de la poutre de redressement.....	161
VI.4.5.Vérification nécessaires.....	164
VI.4.6. Schéma de ferrailage	165
VI.5.L'étude des longrines	165
VI.5.1.Pré-dimensionnement	166
VI.5.2.Ferrailage de longrine.....	166
VI.5.3. Schéma de ferrailage.....	167
VI.6.conclusion.....	167

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexe 1

Annexe 2

Annexe 3

Liste des figures

Chapitre I : Présentation du projet

Figure I.1. La façade principale du bâtiment.....	2
Figure I.2. La façade postérieure du bâtiment	3
Figure I.3. La coupe A-A.....	3
Figure I.4. La coupe B-B.....	4
Figure I.5. Plan du rez-de chaussée.....	4
Figure I.6. Plan d'étage courant (1 ^{er} étage ; 2 ^{eme} ; 3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage).....	5
Figure I.7. Plan de terrasse.....	5
Figure I.8. schéma plancher a corps creux.....	7
Figure I.9. plancher a dalle pleine	8
Figure I.10. plancher terrasse	8
Figure I.11. brique creuse.....	9
Figure I.12. Acrotère.....	9
Figure I.13. escalier à deux volées.....	10
Figure I.14. Diagramme contraintes-déformations du béton.....	12
Figure I.15. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS	14
Figure I.16. Diagramme contraintes-déformations d'acier	14

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Figure II.1. coupe verticale d'un plancher à corps creux.....	19
Figure II.2. Schéma d'une section en T.....	20
Figure II.3. dimension de la section en T	20
Figure II.4. Coupe de voile en élévation	24
Figure II.5. hauteur libre de poteau d'étage.....	24
Figure II.6. Coupe escalier	25
Figure II.7. Schéma d'un escalier.....	26
Figure II.8. plancher terrasse	27
Figure II.9. plancher à corps creux de terrasse	28
Figure II.10. Schéma de l'acrotère	30

Figure II.11. Schéma de poteau le plus sollicité (surface afférente)	31
--	----

Chapitre III : Calcul des élément secondaire

Figure III.1. Schéma réel et statique de l'acrotère	37
Figure III.2. Schéma de distribution des forces.....	38
Figure III.3. Schéma représenté les sollicitations.....	39
Figure III.4. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	44
Figure III.5. Diagramme des moments et des efforts tranchant a ELU.....	50
Figure III.6. Diagramme des moments a ELS.....	50
Figure III.7. section d'escalier a ferailer	50
Figure III.8. Schéma de ferrailage d'escalier.....	61
Figure III.9. Diagramme des moments(poutrelle type 01 terrasse) à ELU	71
Figure III.10. Diagramme des moments(poutrelle type 01 terrasse) à ELS.....	72
Figure III.11.courbe des effort tranchants (poutrelle type 01 terrasse) à ELU	73
Figure III.12. Diagramme des moments(poutrelle type 02 terrasse) à ELU	75
Figure III.13. Diagramme des moments(poutrelle type 02 terrasse) à ELS	75
Figure III.14.courbe des effort tranchants (poutrelle type 02 terrasse) à ELU.	76
Figure III.15. Schéma de ferrailage des poutrelles	91
Figure III.16. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	94

Chapitre IV : L'étude dynamique du bâtiment

Figure IV.1.modélisation 3D de la structure	97
Figure IV.2. diagramme de spectre de réponse.....	108

Chapitre V : calcul de ferrailage des éléments structuraux

Figure V.1. Schéma de ferrailage des poutres principales	126
Figure V.2. Schéma de ferrailage des poutres secondaires	132
Figure V.3. Zone nodale	134
Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux.....	143
Figure V.5.Section entièrement comprimé.....	144
Figure V.6. Section entièrement	145
Figure V.7. Schéma de ferrailage des voiles.....	151

Chapitre VI :Etude des fondations

Figure VI.1: Semelle isolée	155
Figure VI.2 : Semelle filante	156
Figure VI.3 :Schéma de ferrailage de semelle filante	161
Figure VI.4 :Coupe de la semelle filante	161
Figure VI.5 : La semelle filante	164
Figure VI.6 : Schéma des ferrailages de fondation	165
Figure VI.7 : Ferrailage de longrine	167

Liste Des Tableaux

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des éléments

Tableau II.1. Section des poteaux préalable.....	25
Tableau II.2. Charges permanente d'un plancher terrasse inaccessible	28
Tableau II.3.Charges permanente et d'exploitation d'étage courant à corps creux	28
Tableau II.4.Charges permanente des cloisons extérieurs.....	29
Tableau II.5.Charges permanente d'un escalier	29
Tableau II.6.Charges permanente et d'exploitation d'un palier.....	29
Tableau II.7.Charges permanente et d'exploitation d'un acrotère	30
Tableau II.8.Les différents section de poteau	32
Tableau II.9.La descente de charge de poteau.....	32
Tableau II.10.Résultat de la vérification au flambement.....	34

Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

Tableau III.1. Les sollicitations de l'acrotère.....	39
Tableau III.2.Les combinaisons des charges (volée de rive).....	46
Tableau III.3.Tableau récapitulatif des sollicitations des volées	49
Tableau III.4. ferrailage d'escalier	50
Tableau III.5. ferrailage des armatures de répartition	51
Tableau III.6.Vérification des contraintes à L'ELS.....	52
Tableau III.7.Les chargements sur les poutrelles	62
Tableau III.8.Les chargements sur les poutrelles	66
Tableau III.9.Moments aux appuis intermédiaires (poutrelle type 1 RDC).....	68
Tableau III.10.Moments aux appuis de rive(poutrelle type 1 RDC).....	69
Tableau III.11.Moment en travée (Poutrelle type 1 Terrasse).....	70
Tableau III.12. Moment sur appuis (Poutrelle type 1 Terrasse).....	70
Tableau III.13. Moment sur travée (Poutrelle type 1 Terrasse).....	70
Tableau III.14.Efforts tranchants (Poutrelle type 1 Terrasse).....	73
Tableau III.15. Moment sur appuis (Poutrelle type 2 Terrasse).....	74
Tableau III.16. Moment sur travée (Poutrelle type 2 Terrasse).....	74
Tableau III.17. Efforts tranchants (Poutrelle type 2 Terrasse).....	76

Tableau III.18.Sollicitations maximales dans la poutrelle type1(Terrasse).....	76
Tableau III.19.Vérifications des contraintes en travée (Poutrelle type 1 Terrasse).....	85
Tableau III.20. Vérifications des contraintes aux appuis intermédiaires	85
Tableau III.21. Vérifications des contraintes aux appuis intermédiaires (poutrelle type 1)..	86
Tableau III.22.Calcul des moments correspondants (Poutrelles exemple).....	88
Tableau III.23.Calcul des contraintes (Poutrelle type 1 étage).....	88
Tableau III.24.Calcul des moments d'inertie fictive (Poutrelle type1 RDC).....	90
Tableau III.25.Vérification de la flèche (Poutrelle type1 du plancher RDC).....	91

Chapitre IV : L'étude dynamique du bâtiment

Tableau IV.1.Coefficient d'Accélération de zone 3	99
Tableau IV.2.Valeurs du coefficient de comportement R	99
Tableau IV.3.Valeur de facteur de qualité	101
Tableau IV.4.Valeur du coefficient de pondération B.....	102
Tableau IV.5.Valeur du coefficient d'amortissement suivant le système structurel	103
Tableau IV.6.Les valeurs du coefficient Ct.....	104
Tableau IV.7.Valeurs des périodes caractéristique T1,T2.....	104
Tableau IV.8. Centre de gravité et centre de rigidité	106
Tableau IV.9. Le comportement de la structure sans voile	108
Tableau IV.10. .Le comportement de la structure avec voile (la 1 ^{ère} disposition).....	109
Tableau IV.11. Le comportement de la structure avec voile (la 2 ^{ème} disposition).....	110
Tableau IV.12.Vérification de l'effort tranchant à la base.....	112
Tableau IV.13.Vérifications des déplacements inter étages du bloc.....	113
Tableau IV.14.Vérification de l'effet P- Δ selon x-x.....	114
Tableau IV.15. Vérification de l'effet P- Δ selon y-y.....	114
Tableau IV.16.Vérification d'effort normal réduit des poteaux.....	115
Tableau IV.17.Moment de renversement provoqué par les charges horizontale sens (x)...	116
Tableau IV.18. Moment de renversement provoqué par les charges horizontale sens (y) ..	117

Chapitre V : Calcul de ferrailage des éléments structuraux

Tableau V.1.Sollicitations de la poutre principal.....	121
Tableau V.2. Ferrailages des poutres principales.....	123
Tableau V.3. Vérification des contraintes poutres principale à L'ELS.....	126

Tableau V.4. Sollicitations de la poutre secondaire.....	127
Tableau V.5. Ferrailages des poutres secondaires.....	129
Tableau V.6. Vérification des contraintes poutres secondaire à L'ELS	132
Tableau V.7. Caractéristique mécanique des matériaux	133
Tableau V.8. Les sollicitations du poteau le plus sollicité.....	135
Tableau V.9. Les résultats de ferrailage des poteaux	140
Tableau V.10. Les résultats de calcul de ferrailage transversal des poteaux	141
Tableau V.11. Vérification de l'effort tranchant (cisaillement).....	141
Tableau V.12. Caractéristique géométrique des voiles	147
Tableau V.13. Calcul des sections d'armatures verticales pour tous les étages.....	148
Tableau V.14 Choix des armatures verticales pour RDC,étage 1, étage 2, étage 3,étage 4	149
Tableau V.15. Choix des armatures horizontales pour RDC,et les autres étages.....	149
Tableau V.16. Calcul et vérification la contrainte de cisaillement.....	150

Résumé :

Ce projet présente une étude d'entaille d'un bâtiment en béton armé (R + 4) qui sera implanté dans la wilaya de TIPAZZA, classé en zone III (zone sismicité élevée) selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003), La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifier99et RPA99 version 2003.

L'étude dynamique a été faite sur le logiciel ROBOT version2014.

l'étude de l'infrastructure du bâtiment a été faite par le calcul des fondations.

Abstract :

This project presents a notch study of a reinforced concrete building (R + 4) which will be located in the wilaya of TIPAZZA, classified in zone III (high seismicity zone) according to the Algerian paraseismic regulation (RPA 99 version 2003), The stability of the work is ensured by the beams, the posts and the walls.

The calculation of the dimensions and the reinforcement of all the resistant elements comply with the applicable rules in force, namely the BAEL91 modifier 99 and RPA99 version 2003.

The dynamic study was made on the ROBOT version 2014 software.

the study of the infrastructure of the building was made by the calculation of the foundations.

ملخص:

يقدم هذا المشروع دراسة من الدرجة الأولى لمبنى من الخرسانة المسلحة (R + 4) والذي سيقع في ولاية تيبازة ، المصنفة في المنطقة III (منطقة عالية الزلازل) وفقاً للوائح الزلزالية الجزائرية (RPA 99 ، الإصدار 2003) ، الاستقرار يتم ضمان الهيكل من خلال الروافد والأعمدة والجدران.

يتوافق حساب الأبعاد وتقوية جميع العناصر المقاومة مع القواعد المعمول بها ، وهي معيّل 99 BAEL91 و RPA99 الإصدار 2003.

تم إجراء الدراسة الديناميكية على إصدار 2014 من برنامج ROBOT.

تمت دراسة البنية التحتية للمبنى من خلال حساب الأساسات.

Introduction Générale:

Le domaine de Génie Civil a connu un développement considérable dans tous les continents, en s'adaptant à une évolution des techniques et méthodes.

Notre rôle comme étant des étudiants ingénieurs (Master) est de faire adapter nos connaissances théoriques reçues au cours de notre formation suivie avec le monde de la pratique.

Dans ce cadre, l'ingénieur ne peut être jugé qu'après une mise en situation professionnelle et lui permettre d'élaborer son travail qui restera son model d'échec ou de réussite.

Le présent travail est une étude technique d'une structure en béton armé à usage multiple .Il consiste à dimensionner la structure en béton armé d'un bâtiment (R+4) a usage d'habitation et de commerce dans une zone de sismicité élevée (Tipaza-Sidi Gheles Cherchel).

Il est composé d'un rez-de-chaussée commercial et 4 étages, contreventé par un système mixte, voiles – portiques.

Le problème posé est d'assurer la résistance de notre construction aux différents effets tout en prenant le coté économique en considération.

Le rapport est constitué de six chapitres :

- **Le 1^{er} chapitre** : consiste en la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- **Le 2^{ème} chapitre** : présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles), et non structuraux (comme les planchers).
- **Le 3^{ème} chapitre** : Le calcul des éléments secondaires (l'acrotère, les escaliers et les planchers)
- **Le 4^{ème} chapitre** : portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT.
- **Le 5^{ème} chapitre** : Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ROBOT.
- **Le 6^{ème} chapitre** : L'étude des fondations suivie d'une conclusion générale.



**Chapitre I :
présentation du projet.**

I.1. Introduction:

Ce travail consiste en l'étude d'un bâtiment R+4 a usage d'habitation et de commerce, il comporte trois grandes partie :

- le pré dimensionnement et le calcul des éléments secondaires ;
- l'étude dynamique du bâtiment ;
- le ferrailage des éléments principaux (poteaux, poutres, voiles, fondations).

Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- BAEL 91 [1] et CBA93. [2]
- RPA99 version 2003. [3]

I.2. Présentation du bâtiment :

Il s'agit d'un bâtiment a usage d'habitation avec commerces au rez-de-chaussée implanté a sera implanté a Sidi Gheles, Cherchel-wilaya de Tipaza, région classée zone III selon le RPA99 version 2003 [3].

Le bâtiment comporte 5 niveaux. Le premier est réservé aux commerces quand au quatre niveaux courants ils sont exclusivement à usage d'habitation.

D'après la classification des RPA99 version 2003 [3], le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2).

I.2.1. Les plans d'architecture :

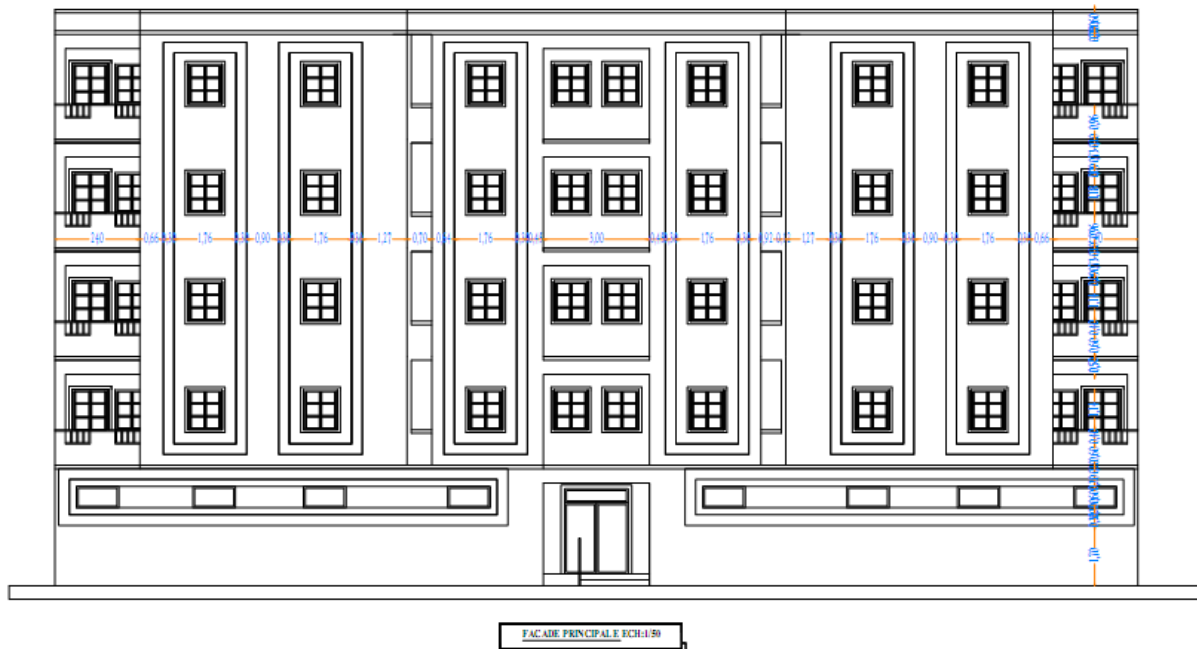


Figure I.1 : La façade principale du bâtiment.

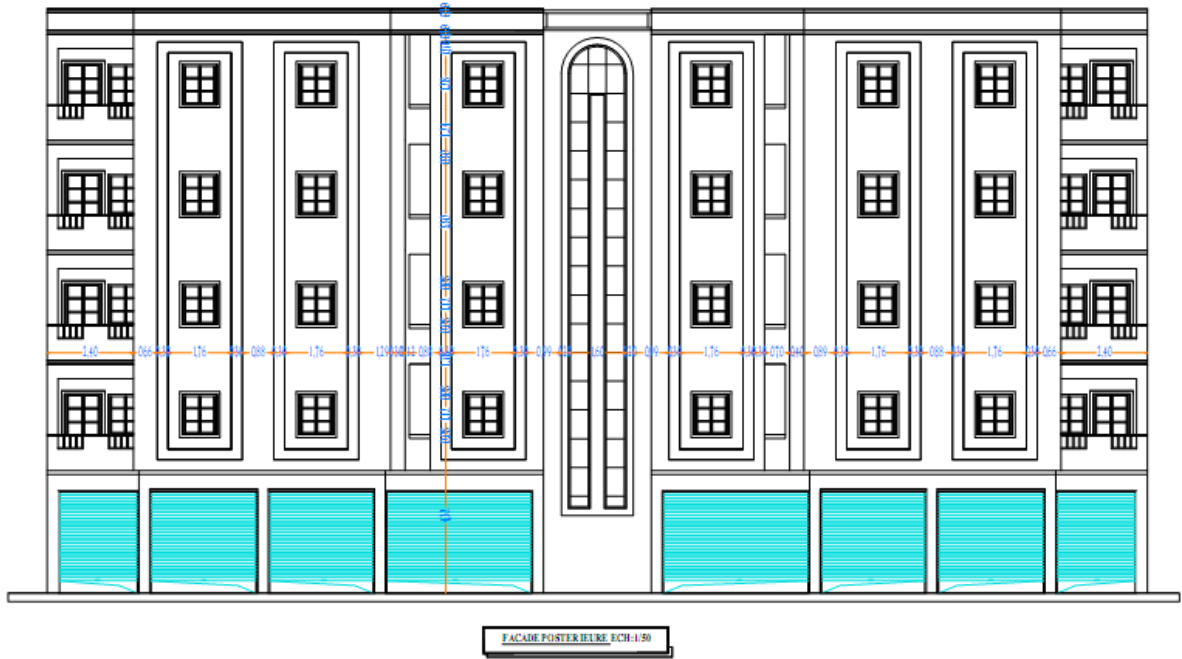


Figure I.2 : La façade postérieure du bâtiment .

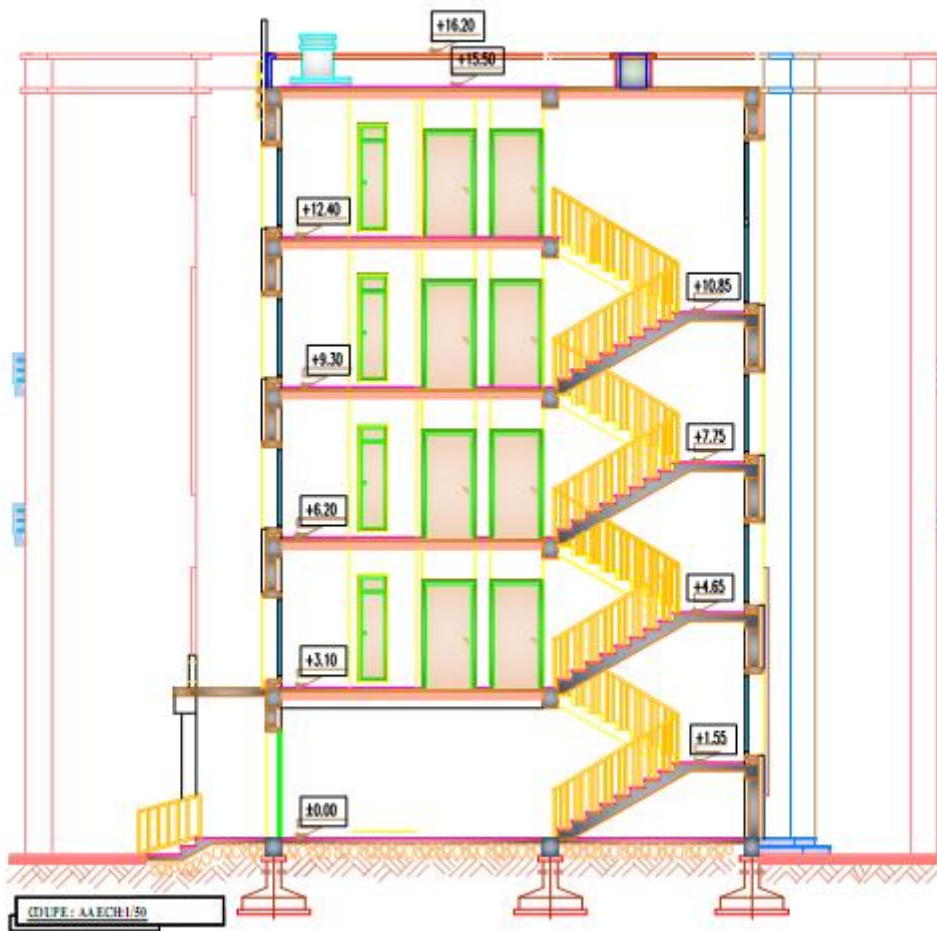


Figure I.3 : La coupe A-A .

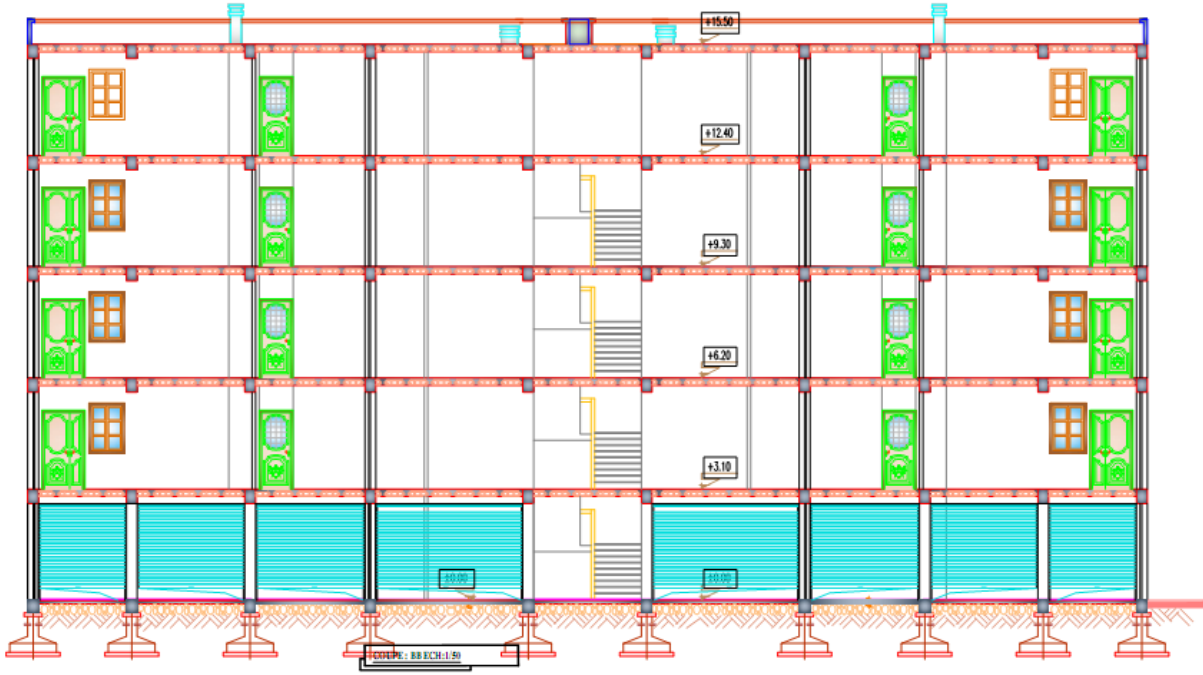


Figure I.4 : La coupe B-B .

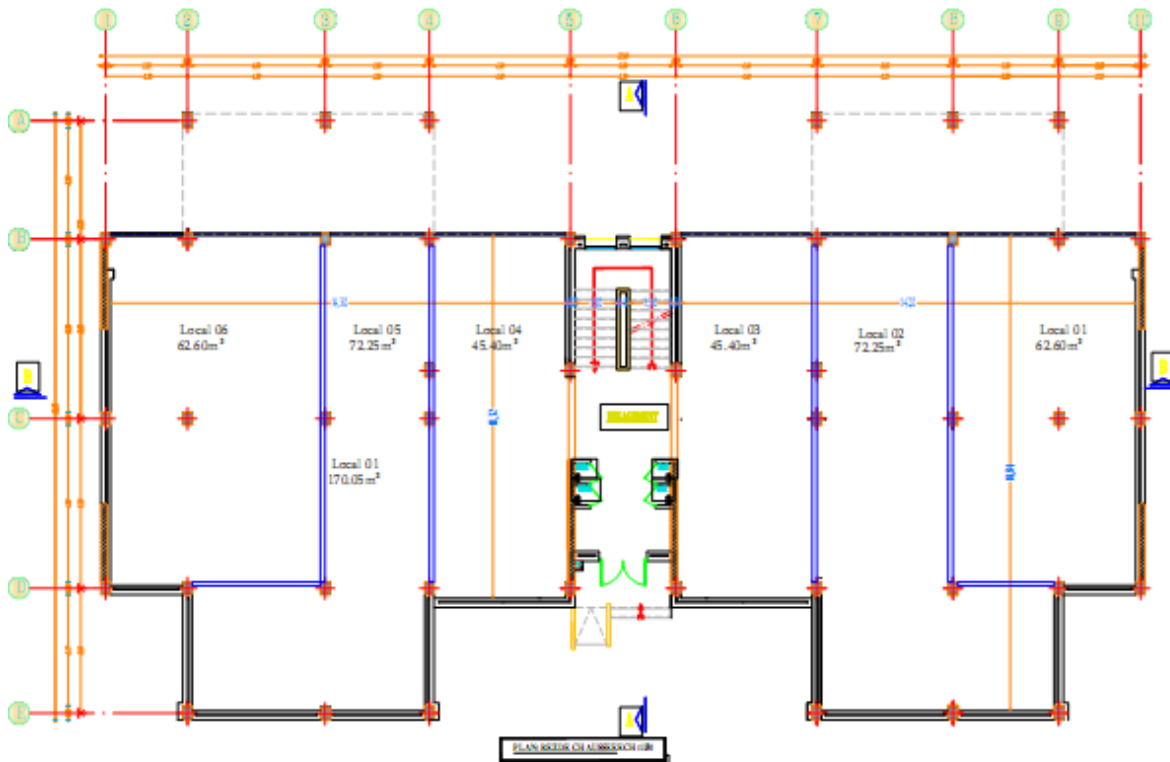


Figure I.5 : Plan du rez-de-chaussée.

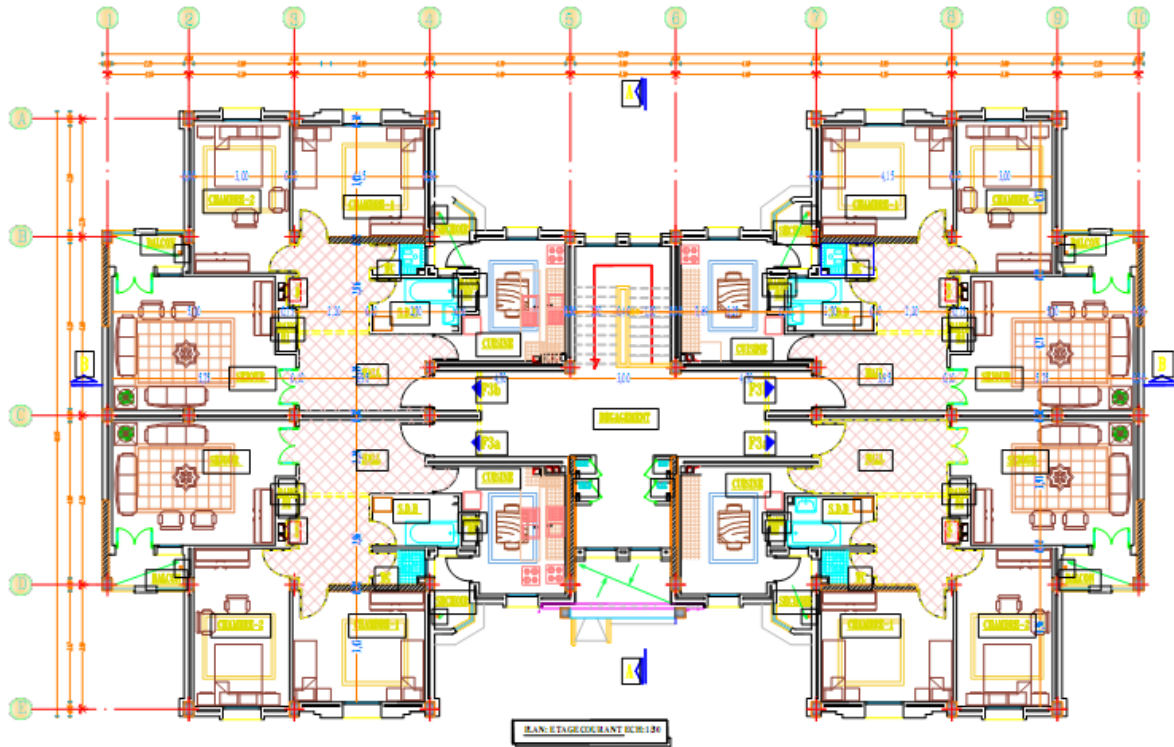


Figure I.6 : Plan d'étage courant (1er étage, 2eme ,3eme et 4eme).

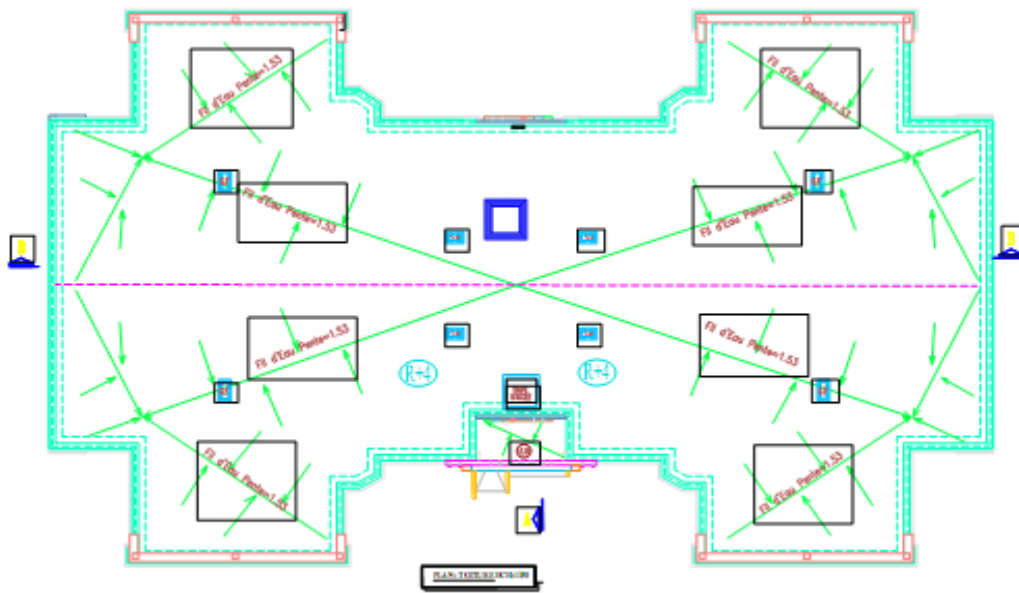


Figure I.7 : Plan de terrasse.

I.2.2. Caractéristiques géométriques:

Le présent projet a pour objet d'étudier les éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc régulier en plan et en élévation

Dimensions de l'ouvrage en plan :

Les dimensions du bâtiment en question sont :

- Sens longitudinal $L = 32,60$ m
- Sens transversal $l = 18,95$ m

Dimensions de l'ouvrage en élévation :

Les différentes hauteurs sont :

- Hauteur rez-de-chaussée $h_R = 3,10$ m
- Hauteur niveau courant $h_C = 3,10$ m
- Hauteur totale du bâtiment $H = 15,50$ m

I.2.3. Système structural:

La stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales sous l'effet du séisme assurée par des voiles et des portiques autrement dit, un contreventement mixte

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et les portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques).

Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de 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.2.4. Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par RPA99/2003[3] comme zone de sismicité élevée (zone III).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

➤ Donc selon RPA 99/2003[3]; Le sol sur lequel le bâtiment sera implanté est un sol meuble (S3) avec La contrainte admissible du sol : $\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 1.8 \text{ bar}$

I.3. Les éléments de l'ouvrage :

I.3.1. Les planchers :

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Pour ce bâtiment le choix du maître de l'ouvrage s'est porté sur les planchers à corps creux.

a).Planchers à corps creux (en partie courante) :

Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux.

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de 60cm, de corps creux (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur (4 cm) en béton armé.

Et généralement on utilise ce type pour les raisons suivantes :

- facilité de réalisation.
- lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- diminution du poids total de la structure et par conséquent l'effort tranchant à la base du a séisme.

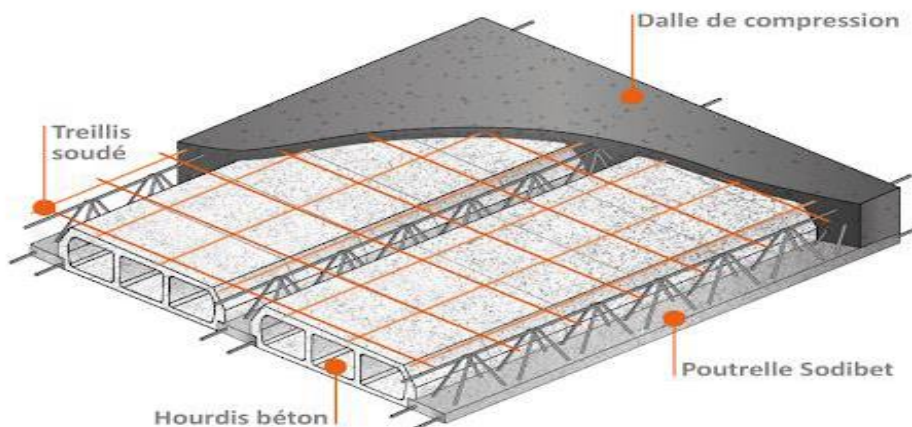


Figure I.8 : Schéma Plancher à corps creux

b). Planchers dalle plein (Balcon) :

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions :

- de résistance à la flexion :

1/30 à 1/35 de la portée pour une dalle reposant sur 2 appuis ; et 1/40 à 1/50 pour une dalle reposant sur 3 ou 4 cotés.

- d'isolation acoustique : ≥ 16 cm

- de rigidité ou limitation de la flèche $\leq 1/500$;

- de sécurité vis à vis de l'incendie : on adopte une épaisseur de 7 cm pour 1 heure de coupe-feu et de 11 cm pour 2 heures de coupe-feu.

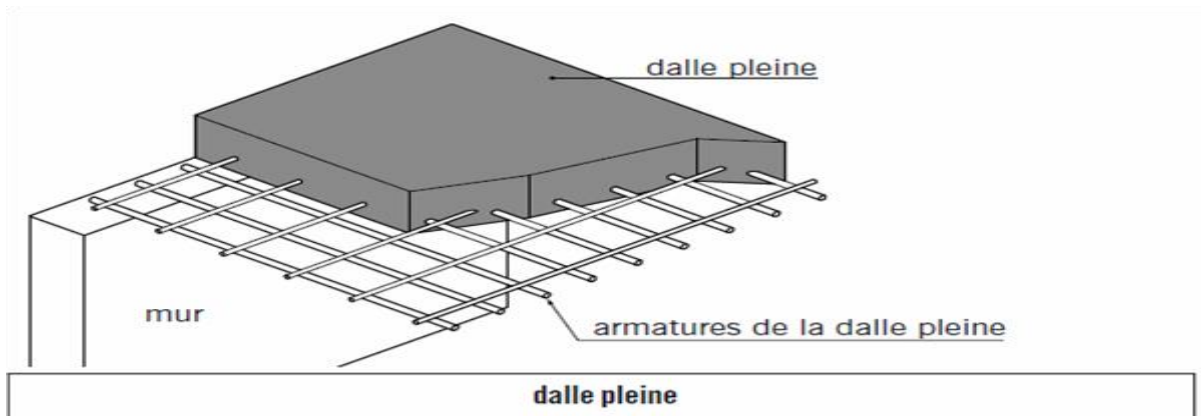


Figure I.9 : plancher à dalle pleine

c). Plancher terrasse :

Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

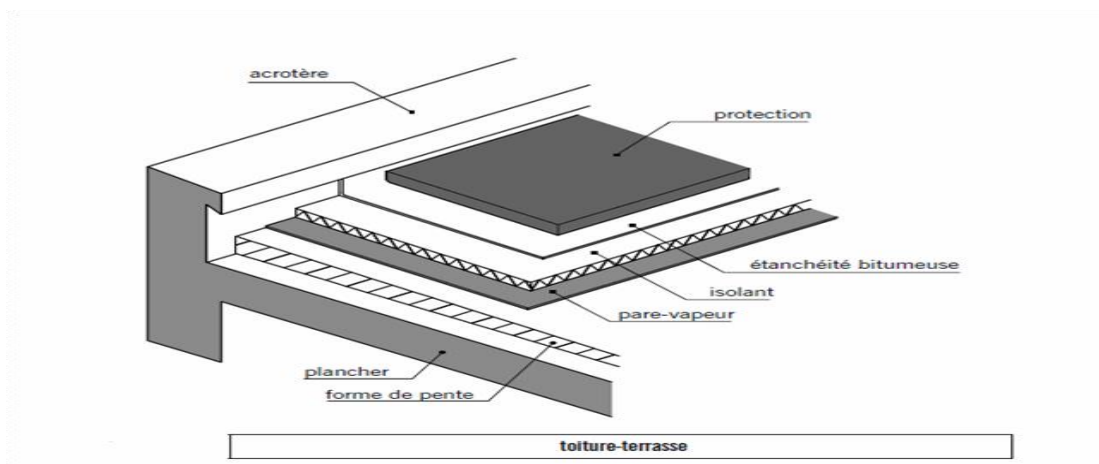


Figure I.10: plancher terrasse.

I.3.2. Maçonneries :

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

- Murs extérieurs : Le remplissage des façades est en maçonnerie non rigide elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs : cloison de séparation de 10 cm.



Figure I.11: Brique creuse

I.3.3.Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.3.4. Acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur. La trappe d'accès à la terrasse est entourée d'un acrotère de 40cm d'hauteur et 10cm d'épaisseur.

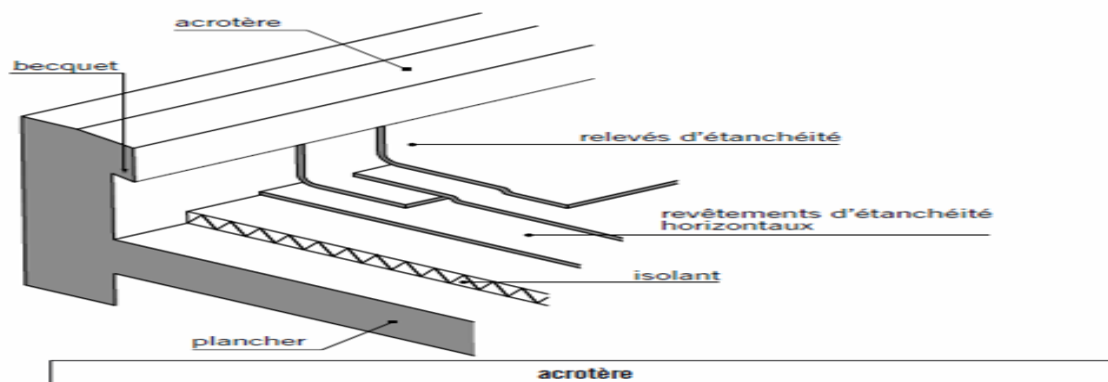


Figure I.12 : Acrotère

I.3.5. Les escaliers :

Les escaliers utilisés dans ce bâtiment sont des escaliers droits avec deux volées et paliers inter étage.

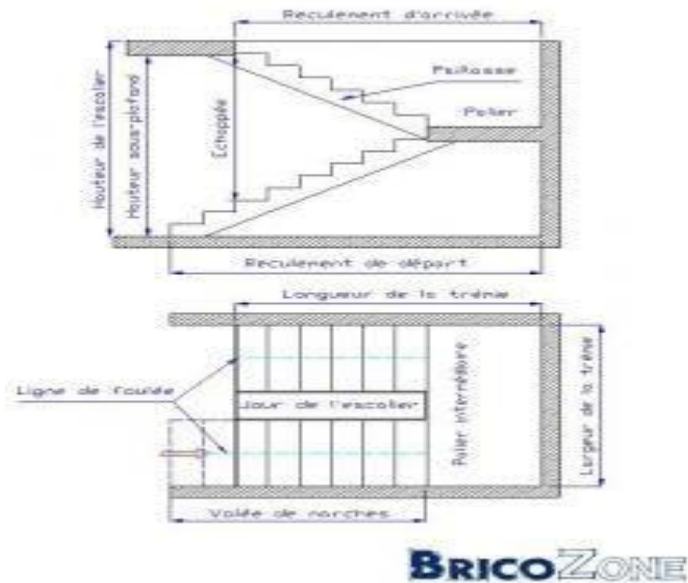


Figure I.13 : Escalier à 2 volée

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux:

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé du CBA93.

I.4.1. Béton :

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

Les compositions retenues par m³ sont :

- 400 L.....de sable.
- 800 L.....de gravier.
- 175.....d'eau.

I.4.1.1 Résistance mécanique

a) Résistance à la compression (BAEL 91 Art A.2.1.11) [1]

Dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression d'une durée de 28 jours, qui est dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci notée « f_{c28} » est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de 200 cm² de section et d'une hauteur double à son diamètre.

La résistance à la compression est donnée (à j jours) par :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa
 - $f_{cj} = \frac{j}{(4.76+0.83j)} \times f_{c28}$ Si $j \leq 28j$
 - $f_{cj} = f_{c28}$ Si $j > 28j$
- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa
 - $f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28}$ Si $j \leq 28j$
 - $F_{cj} = f_{c28}$ Si $j > 28j$

La résistance de notre béton est prise égale à **fc28 = 30 MPa**. Elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre **16 cm (section 200 cm²)** et de hauteur **32 cm**.

b) Résistance du béton à la traction

Elle est déterminée par plusieurs essais, La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \dots \dots \dots \text{(BAEL 91) [1]}$$

Pour le cas de notre structure on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression **fc28** et à la traction **ft28** telle que :

- **fc28 = 30 MPa** donc **ft28 = 2,4 MPa**.

. Module de déformation longitudinale

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

• Module de déformation instantanée "Eij"

Pour des charges a courte durée :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt{f_{cj}} \rightarrow E_{i28} = 34179,557 \text{ MPA}$$

• Module de déformation longitudinale différée "Evj"

Pour des charges de longue durée d'application, on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt{f_{cj}} \rightarrow E_{v28} = 11496,76 \text{ MPA}$$

C). Coefficient de Poisson

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation Longitudinale. Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

- **ELU** : $\nu = 0$ Calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **ELS** : $\nu = 0.2$ Calcul des déformations (béton non fissuré).

d). Poids volumique

On adopte la valeur : $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

I.4.1.2. Les contraintes Limites

a). Les contraintes à l'Etat limitent ultime « E.L.U »

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage ; dans ce cas, la contrainte est définie par :

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires $f_{bu} = 17 \text{ MPa}$

- $\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 22,17 \text{ MPa}$

θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application des charges :

- $\theta = 1$, si la durée est supérieure à 24h.

- $\theta = 0,9$ dans le cas contraire.

- $\theta = 0.85$ si la durée d'application des charges est inférieure à 1h.

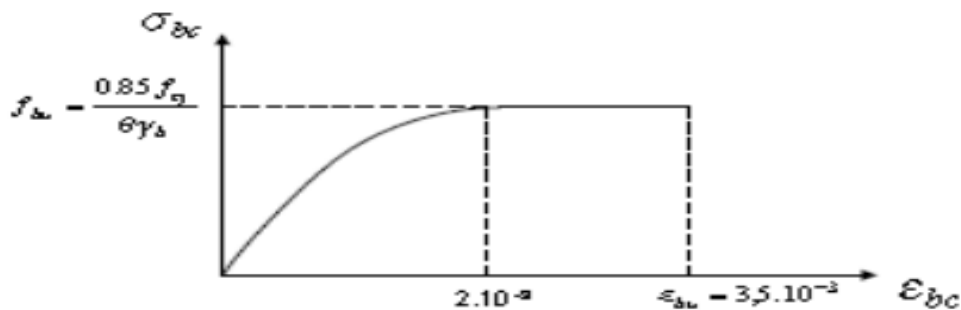


Figure I.14 :Diagramme Contraintes -Déformations du béton

b). Les contraintes à l'Etat limite de service « E.L.S »

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.

- L'état limite de service d'ouverture des fissures.

- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

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

Avec : $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

- **Contraintes limites de cisaillement**

Elle dépend du type de fissuration :

➤ Dans le cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

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

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

I.4.1.3. Le règlement [BAEL 91] (Béton Armé aux Etats Limites)

L'application des règles BAEL 83 s'impose depuis le 1er janvier 1985, date à laquelle les règles précédentes CBA 68 ont été abrogées après une période de coexistence. Ce règlement basé sur la théorie des états limites. [1]

Le but de ce règlement est:

- Améliorer et compléter certaines rédactions mal comprises ou considérées comme peu claires, et par conséquent susceptibles d'être interprétées de façon erronée.
- Corriger les articles ayant fait l'objet de critiques, soit en précisant ou modifiant leur domaine d'application, soit en apportant les retouches nécessaires pour obtenir, dans tous les cas visés, des résultats satisfaisants .
- Tenir compte des textes les plus récents, notamment le fascicule 65 du CCTG, le DTU 21 et les règles BPEL 83, y compris les modifications en cours de préparation pour ce dernier document.

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

I.4.1.4. Définition des états limitent

C'est un ensemble d'états pour lequel il convient de justifier la sécurité d'une construction, au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré est jugé inapte à remplir sa fonction.

On distingue des états limites ultimes et des états limites de service:

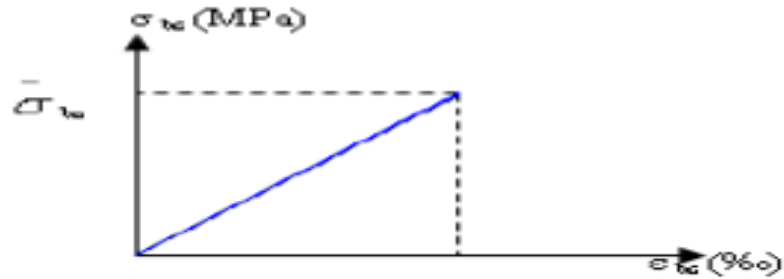


Figure I.15 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

I.4.2 .Acier

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

a). Limite élastique

- Barres à haute adhérence (H.A) : $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Treillis soudés (T.S) : $f_e = 520 \text{ MPa}$

b). Module d'élasticité des aciers

- Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale.
- Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ Mpa}$

c). Contrainte limite :

➤ Etat limite ultime ELU

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte déformation de la figure (I.16).

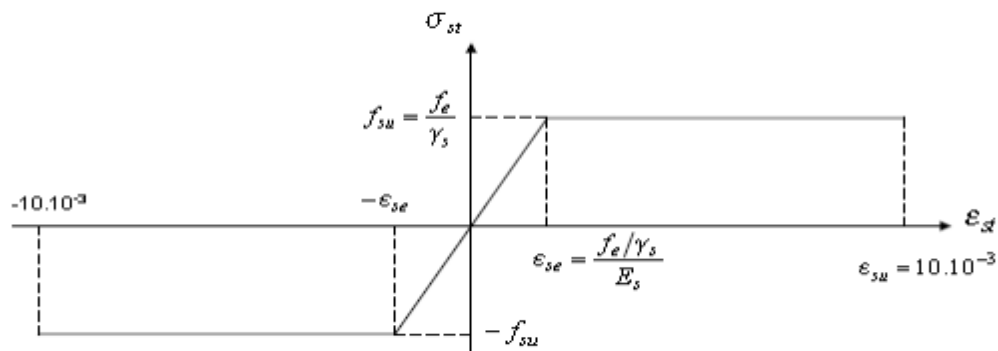


Figure I.16 : Diagramme contrainte déformation d'acier

Avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ϵ : Déformation (allongement) relative de l'acier. $\epsilon_s = \Delta L / L$

σ_s : Contrainte de l'acier : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

➤ **Etat limite de service ELS**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{st} = \xi = \min(2/3 f_e ; \max(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_t}))$.

- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{bc} \leq \sigma_{st} = 0,8 \xi$.

- η : Coefficient de fissuration.

- $\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

- $\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA). Avec : $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

d). Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté **n** est le rapport : $n = \epsilon_b / \epsilon_s = 15$

- **n** : Le coefficient d'équivalence.

- ϵ_s : Module de déformation de l'acier.

- ϵ_b : Module de déformation de béton.

I.5.Action et sollicitations

I.5.1 Actions

I.5.1.1 Actions permanente

Les actions sont l'ensemble des charges appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statique ou d'état qui entraînent des déformations de la structure. On distingue trois catégories d'actions:

a. Action permanents(G)

Ces actions représentées par « **G** » sont celles dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles comprennent:

- Le poids propre de la structure,
- Les charges des équipements fixes,
- Les poussés et les pressions des terres,
- L'effort dus aux déformations permanentes imposées à la structure.

b. Actions variables (Q)

Leur intensité varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps. On distingue:

- Les charges d'exploitation,
- Les actions climatiques,
- Les actions dues à la température.

c. Actions accidentelles

Ce sont des actions provenant de phénomènes se produisant et avec une faible durée d'application comme:

- Séismes,
- Effet des chocs (explosion),

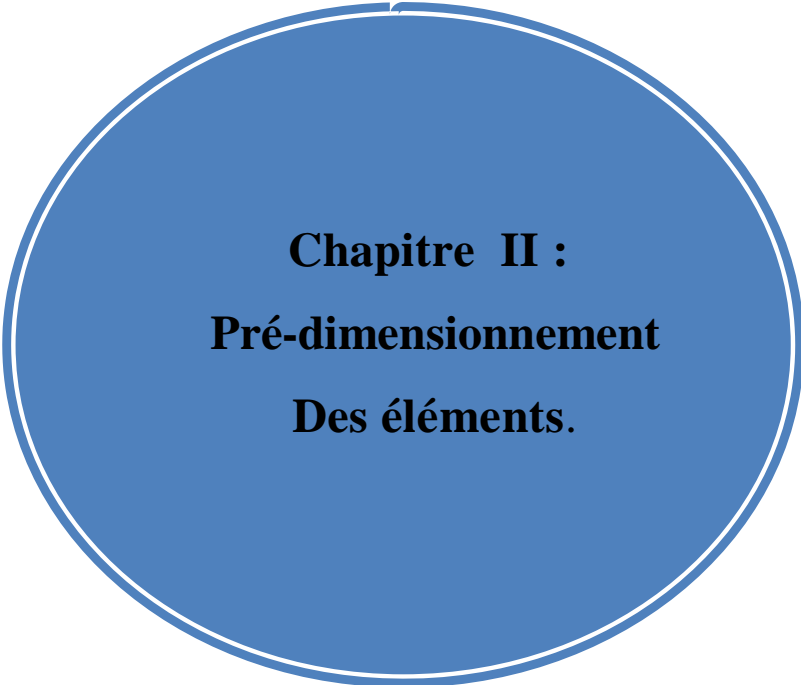
I.5.2 Sollicitations

Les sollicitations sont les efforts provoqués, en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions qui s'exercent sur elle. Les sollicitations sont s'exprimées sous forme effort normal (N), effort tranchant (V), moment fléchissant (M) et couple de torsion (T).

I.6 Conclusion

On adopté pour notre projet un béton de résistance de 30 MPa, en plus ce choix est plus économique car les sections seront réduites.

On a choisi de travailler avec l'acier de nuance 500 MPa au lieu de 400 MPa car ce dernier n'est plus disponible dans le marché depuis des années.



Chapitre II :
Pré-dimensionnement
Des éléments.

II.1. Introduction :

Après avoir présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au Pré-dimensionnement des éléments de notre projet afin d'assurer une bonne résistance de la construction. Ce Pré-dimensionnement se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir : (le RPA99/2003, le CBA93 et le BAEL91/99). [3] [2] [1]

Le pré dimensionnement est une étape préliminaire, son but est de déterminer des dimensions économiques afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

II.2. Pré-dimensionnement des différents éléments :

II.2.1. Les planchers:

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction (plancher sur vide sanitaire, planchers intermédiaires, plancher de toiture-terrasse) et est capable de supporter des charges d'exploitation et des charges permanentes et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, ...). Les planchers sont des éléments porteurs. Les dallages sur terre-plein peuvent être assimilés à des planchers.

II.2.1.1. Plancher à corps creux :

Dans ce projet les planchers sont en corps creux.

Ils ont constitué de :

- **Corps creux** : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- **Poutrelles** : éléments résistants des planchers.
- **Dalle de compression** : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- **Treillis soudé**.

L'épaisseur des planchers est choisie d'une manière à satisfaire des conditions d'utilisation plus que les conditions de résistance. Pour trouver cette épaisseur on vérifiera les conditions ci-après :

a). Condition de résistance au feu : [7] :

$e = 07\text{cm}$: Pour une (01) heure de coupe de feu.

$e = 11\text{cm}$: Pour deux (02) heures de coupe de feu.

$e = 17.5\text{cm}$: Pour quatre (04) heures de coupe de feu.

Dans notre projet on prend $e = 15\text{ cm}$.

b). Condition acoustique :

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm ; on adopte une épaisseur de : $e = 16\text{cm}$.

c). Condition de résistance à la flèche : CBA93 (article B.6.8.4.4.2.4)[4]

La hauteur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité donnée par le CBA93 comme suit :

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

$$h_t \geq 13\text{cm}$$

$$L_{\max} = \min (L_{X_{\max}}; L_{Y_{\max}})$$

$$L_{\max} = 410\text{cm.}$$

L_{\max} : La partie maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles,

$$h_t \geq \frac{410}{22,5} = 18 \text{ cm} \Rightarrow \text{On opte pour la hauteur du plancher } h_t = 20 \text{ cm (16+4)}$$

On a approprié un seul type de plancher :

Plancher à corps creux (16+4) pour tous les étages

h_{dcc} : L'épaisseur de la dalle de compression : 4cm.

h_{cc} : L'épaisseur de corps creux : 16 cm.

• **Poutrelle :**

Les poutrelles seront disposées suivant la plus petite portée pour réduire la flèche. La section transversale de la poutrelle est assimilée à une section en (T) ayant les dimensions suivantes :

a). Calcul de la largeur de la nervure :

$$0.4h \leq b_0 \leq 0.8h \text{ Avec } h = 20\text{cm}$$

$$8\text{cm} \leq b_0 \leq 16\text{cm}$$

Pour des raisons de construction, on prend $b_0 = 10\text{cm}$.

b). Calcul de la largeur d'une aile de la section en T :

$$(b - b_0) \leq \min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right)$$

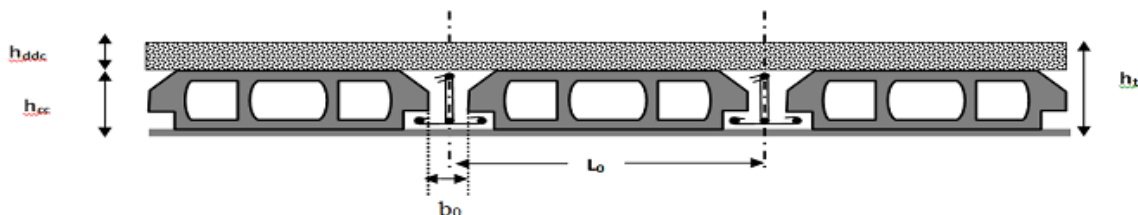


Figure II .1: Coupe verticale d'un plancher à corps creux.

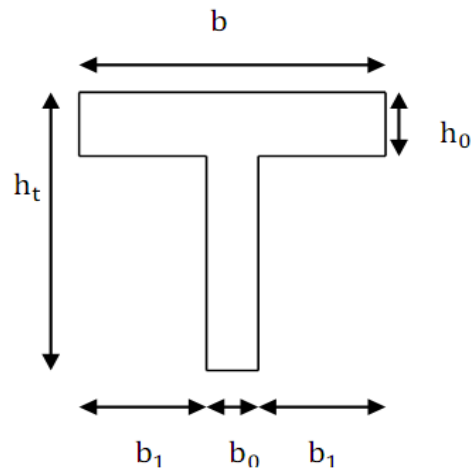


Figure II.2 : schéma d'une section en T

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b : Largeur efficace.

b_0 : largeur de la poutrelle ($b_0 = 10\text{cm}$).

L_x : La distance entre les faces voisines de deux nervures consécutives.

L_y : Longueur entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles.

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

$$L_y = 520 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } b_1 = \min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right) \rightarrow b_1 = \min (27,5 ; 52)$$

Donc les dimensions de la section en T sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 65\text{cm} \\ b_0 = 10\text{cm} \\ h_t = 20\text{cm} \\ h_{\text{dcc}} = 4\text{cm} \end{array} \right.$$

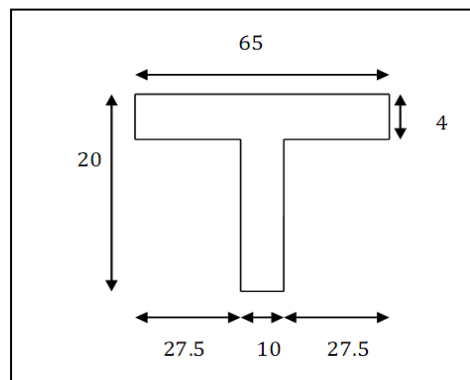


Figure II.3: Dimensions de la section en T

II.2.1.2 .Plancher à dalle pleine :

a). Condition de sécurité :

Selon le R.P.A.99 version 2003[3] : $h_0 \geq h_{\min} = 5 \text{ cm}$.

b). Condition de résistance au feu :

$h_0 = 7\text{cm}$: Pour une heure de coup de feu.

$h_0 = 11\text{cm}$: Pour deux heures de coup de feu.

c). Condition de l'isolation phonique :

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de notre plancher (corps creux) doit être supérieure ou égale à 15 cm (la règle de la masse surfacique) DTRC.3.1.1 [8];

On adopte une épaisseur de : $e=16\text{cm}$.

d). Condition de résistance (Husson,2002) :

Si $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0.4$ la dalle porte suivant sa petite portée uniquement et son calcul sera comme une poutre de 1 mètre de largeur.

Si $\alpha = \frac{L_x}{L_y} > 0.4$ La dalle porte suivant les 2 directions x et y, et c'est le cas pour lequel on pré-dimensionne les planchers

Avec :

L_x : Petite portée du plancher.

L_y : Grande portée du plancher.

Dans tous les cas on a :

- Dalle pleine portant dans deux directions $\frac{L_x}{L_y} > 0.4$

Travée isostatique : $\frac{L_x}{40} \leq h_0 \leq \frac{L_x}{25}$

Travée hyperstatiques : $\frac{L_x}{50} \leq h_0 \leq \frac{L_x}{35}$

- Dalle pleine portant dans une direction $\frac{L_x}{L_y} < 0.4$:

Travée isostatique : $\frac{L_x}{30} \leq h_0 \leq \frac{L_x}{20}$

Travée hyperstatiques : $\frac{L_x}{35} \leq h_0 \leq \frac{L_x}{25}$

L_x étant la plus petite portée de panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

Dans notre cas les dalles reposant sur quatre appuis ont une portée : $\begin{cases} L_x = 225\text{cm} \\ L_y = 520\text{cm} \end{cases}$

Donc $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.43 > 0.4 \Rightarrow$ Le panneau isostatique porte dans les deux directions.

Alors la dalle est reposée sur quatre appuis :

$$\frac{L_x}{40} \leq h_0 \leq \frac{L_x}{25} = \frac{225}{40} \leq h_0 \leq \frac{225}{25} = 5.625 \leq h_0 \leq 9$$

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend : $h_0 = 9\text{cm}$

II.2.2 Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé de section rectangulaire elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements vertical ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré-dimensionnées selon les formules empiriques données par le BAEL91 modifié 99[6] et les vérifications selon le RPA99/V2003[3].

- **Poutres principales :**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$$

L_{max} : Est la longueur maximale entre les nus(BAELB.6.1.1) [1].

h = hauteur de la poutre

b = largeur de la poutre

Dans notre cas la poutre la plus sollicitée est de longueur : $L_{max} = 560\text{cm}$.

$$\text{Donc } \frac{560}{15} \leq h \leq \frac{560}{10} \Rightarrow 37.33 \leq h \leq 56 \Rightarrow h = 45\text{cm}.$$

$$\text{Donc : } 13.5 \leq b \leq 31.5 \Rightarrow \text{on prend : } b=30\text{cm}.$$

Une vérification vis-à-vis le RPA99 version 2003(RPA Article 7.5.1) [3] est effectuée par la suite pour satisfaire aux valeurs minimales exigées pour les dimensions de la poutre :

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

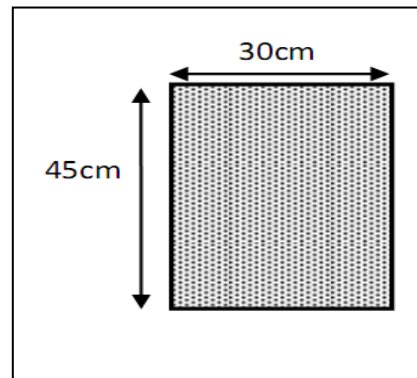
$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.50 < 4 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

La condition est vérifiée, donc on adopte pour

les poutres principales

une section de : $b \times h = (30\text{cm} \times 45\text{cm})$



• **Poutres secondaires :**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

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

L_{max} : Est la longueur maximale entre les nus(BAELB.6.1.1)[1].

h = hauteur de la poutre

b = largeur de la poutre

Dans notre cas la poutre la plus sollicitée est de longueur : $L_{max} = 440$ cm.

Donc $\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \Rightarrow 29.33 \leq h \leq 44 \Rightarrow h = 40$ cm.

Donc : $12 \leq b \leq 28 \Rightarrow$ on prend : $b = 30$ cm.

Une vérification vis-à-vis le RPA99 version 2003(RPA Article 7.5.1) [3] est effectuée par la suite pour satisfaire aux valeurs minimales exigées pour les dimensions de la poutre :

$b \geq 20$ cm $\Rightarrow b = 30$ cm CV

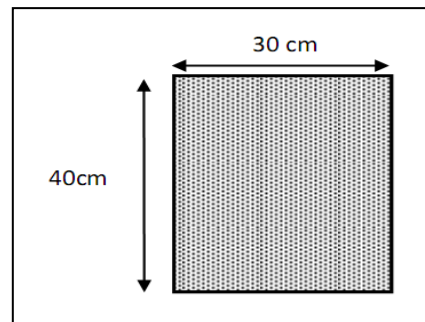
$h \geq 30$ cm $\Rightarrow h = 45$ cm CV

$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.50 < 4$ CV

La condition est vérifiée, donc on adopte pour

les poutres secondaires

une section de : $b \times h = (30\text{cm} \times 40\text{cm})$



II.2.3 Pré-dimensionnement des voiles :

On définit les voiles ou murs de contreventement comme des éléments verticaux à deux déformations. Ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les charges horizontales 2 (séisme ; vents... etc.) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations. Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles

D'après le RPA99/V2003 (article 7.7.1) [3]. Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes:

$$e \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; \frac{h_e}{20} \right\}$$

$$e \geq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots (1).$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2).$$

$$L > 4e \dots\dots\dots (3)$$

h_p : Hauteur totale de la poutre.

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Épaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

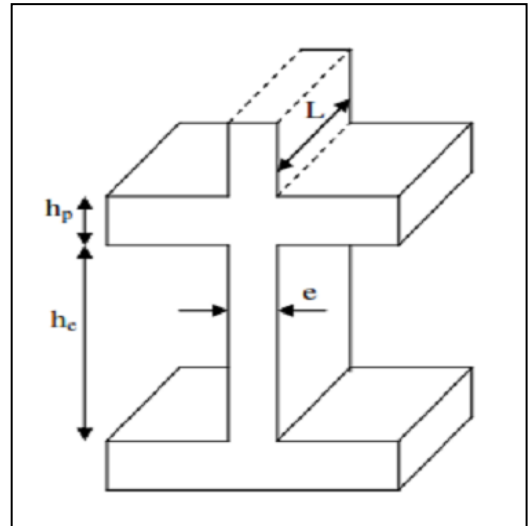


Figure II.4: coupe de voile en élévation

$$h_e = 3.10 - 0.45 = 2.65$$

$$e \geq \max\left(\frac{265}{20}, 15\right) \geq 15 \text{ cm pour le RDC et les étages courants.}$$

Donc : $e = 20 \text{ cm}$

II.2.4 Pré-dimensionnement des Poteaux

les poteaux sont des tiges droite, un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure (un réseau des poutres ou de dalle d'un niveau supérieur) et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures (les fondation).

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du BAEL91 [1], en appliquant les trois critères suivant :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99 (version2003).

Les exigences de RPA en zone III [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 30 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{ RPA (Article 7.4.1)} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

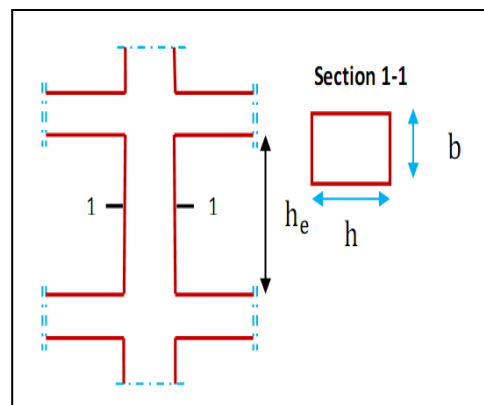


Figure II.5:Hauteur libre de poteaux d'étage

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments.

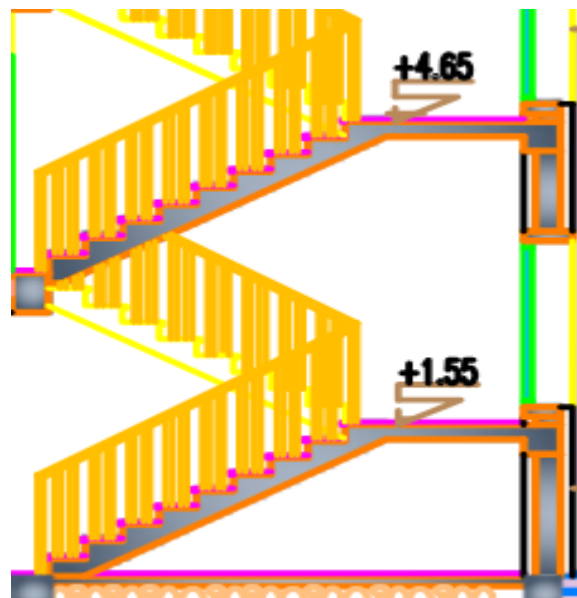
On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99 (version 2003) [3] citées ci-dessus. On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

Tableau II-1 : section des poteaux préalable

Étages	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme}	3 ^{me} et 4 ^{eme}
Section (b × h) cm ²	35×45	35×45	35×45

II .2.5 Pré-dimensionnement des escaliers :

L'escalier c'est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.



FigureII-6 : Coupe escalier.

Un escalier est déterminé par :

- La longueur de la paillasse : 2.04m
- La longueur du palier : 1.30 m
- La montée : H
- L'embranchement (largeur utile) : E
- Son giron : g
- Sa hauteur de marche : h
- Hauteur de marche : valeur moyenne $13 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$

On prend : $h = 17 \text{ cm}$

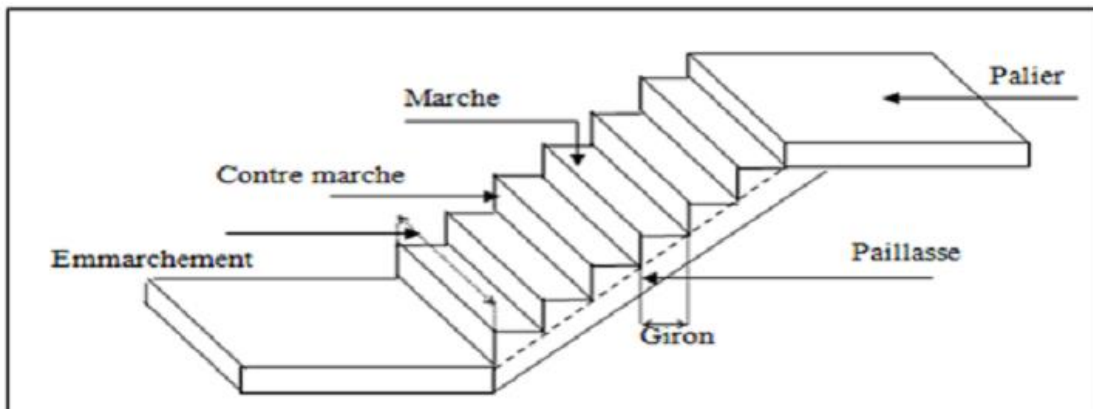


Figure II.7: schéma d'un escalier

Pour assurer un escalier agréable ou à accessibilité maximum pour le public, le module est ajustée en fonction du reculement disponible et peut être comprise entre 59 et 66 cm.

- Relation de Blondel :

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$$

h: Hauteur de la marche.

g: Giron (largeur de la marche, sauf pour les marches triangulaires).

Hauteur de RDC / étages courants : $H = 3.10 \text{ m}$

- Choix de la hauteur de la marche : $h = 17 \text{ cm}$
- Détermination du nombre de marches :

$$\text{RDC /étages courantes : } n = \frac{H}{h} = \frac{310}{17} = 18$$

Donc : nombre de marche par volés 9 marches

- Détermination du giron :

D'après Blondel : $59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$

$$\text{Soit : } g+2h=59 \rightarrow g = 59-2(17)= 25 \text{ cm}$$

D'où : $59 \text{ cm} = 59 \leq 66 \text{ cm}$ Vérifiée.

- Détermination du nombre du giron :

$$n_g = (n-1) = 9-1=8 \text{ giron}$$

$$L = g(n-1) = 25(9-1) = 200$$

- Calcul de l'angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{L} = \frac{155}{136} = 1.16 \rightarrow \alpha = 49.37^\circ$$

$$\text{Longueur de paillasse : } L_p = \frac{155}{\sin \alpha} = \frac{155}{\sin 49.37} \rightarrow L_p = 204 \text{ cm} = 2.04 \text{ m}$$

- Calcul de l'épaisseur de la paillasse :

$$L_p = \text{long palier} + \text{long paillasse}$$

$$\frac{L_p}{30} \leq e \leq \frac{L_p}{20} \rightarrow \frac{204}{30} \leq e \leq \frac{204}{20} \rightarrow$$

$$6.8 \text{ cm} \leq e \leq 10.2 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } e = 10 \text{ cm}$$

Épaisseur de palier :

Pour le palier, on adopte une épaisseur de 15cm.

- Condition de dégagement rapide des escaliers :

$$1.2 \text{ m} \leq \text{l'emmarchement} \leq 1.5 \text{ m} \text{ Pour un bâtiment collectif}$$

II.3 Evaluation des charges et surcharges :

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de calculer jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour les catégories de charges suivantes :

Charge permanente "G"

Charge d'exploitation "Q"

II. 3.1 Les planchers :

a. Planchers en corps creux étage terrasse :

- 1) Gravillon de protection.
- 2) Étanchéité multicouches.
- 3) Béton de pente.
- 4) Isolation thermique.
- 5) Plancher à corps creux.
- 6) Enduit en plâtre.

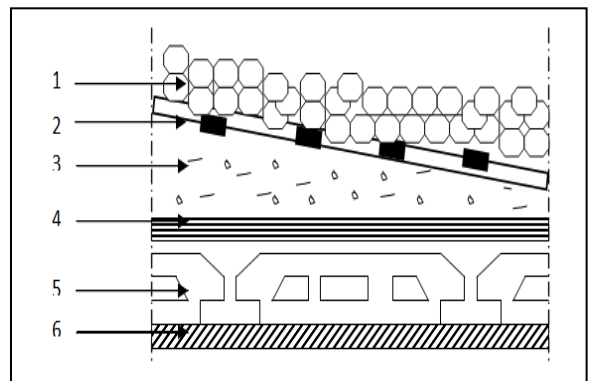


Figure II.8: Plancher terrasse.

Tableaux II-2 : charges permanentes d'un plancher étage terrasse inaccessible.

N°	Désignation	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	20000	1000
2	Etanchéité multicouches	0.02	6000	120
4	Forme de pente (béton non armé)	0.1	22000	2200
3	Isolation thermique (polystyrène expansé)	0.04	400	16
5	Dalle à corps creux	0.2	14000	3800
6	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				$G_T = 6336$
Surcharge d'exploitation				$Q_T = 1000$

➤ **Charge permanente et d'exploitation (DTRB.C 2.2) [4] :**

b. Planchers étage courants :

- 1) Carrelage
- 2) Mortier de pose
- 3) Lit de sable
- 4) Plancher à corps creux.
- 5) Enduit en plâtre.

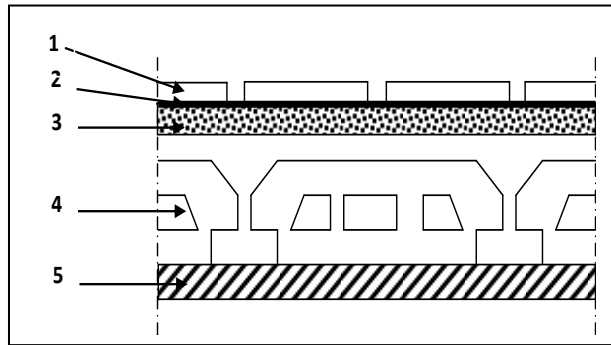


Figure II-9 : Plancher à corps creux de terrasse.

➤ **Charge permanente et d'exploitation (DTRB.C 2.2) [4] :**

Tableaux II.3 : charges permanentes et d'exploitation d'étage courant à corps creux

N°	Designation	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
	Cloison en brique	0.1	9000	900
1	Carrelage	0.02	20000	400
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Couche de sable	0.03	18000	540
4	Plancher à corps creux	0.20	14000	2800
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge Permanente totale				$G_E = 5240$
Surcharge d'exploitation				$Q_E = 1500$

II.3.2. Cloison extérieures :

Tableaux II-4 : charges permanentes des cloisons extérieures.

Désignation	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
Enduit de ciment (extérieur)	0.02	18000	360
Brique creux de 15	0.15	9000	1350
Lame d'air	0.05	-	-
Brique creux de 10	0.1	9000	900
Enduit plâtre (intérieure)	0.02	10000	200
Charge permanente totale			$G_E = 2810$

II.3.3 Escalier :

1° le paillassage

Tableaux II-5: charges permanentes d'un escalier.

N°	Désignations		e (m)	γ (N/m ³)	Charges (N/m ²)
1	Carrelage	Horizontal	0,02	22000	440
		Vertical	0,02h/g	22000	249.33
2	mortier de pose	Horizontal	0,02	20000	400
		Vertical	0,02h/g	20000	226.67
3	Poids des marches		0,17/2	25000	2125
4	Poids de la paillassage		0,13/cosa	25000	3735.21
5	Enduit en plâtre		0,02/cosa	10000	200
6	Gardes corps		-	-	600
Charge permanente totale					$G_p = 7976.21$
Charge d'exploitation totale					$Q_p = 2500$

2° Palier de repos :

Tableaux II.6 : charges permanentes et d'exploitation d'un palier

N°	Désignation	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.02	18000	360
4	Dalle pleine	0.15	25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				$G_{pr} = 5150$
Surcharge d'exploitation				$Q_{pr} = 2500$

II.3.4. Acrotère:

➤ **Charge Permanente :**

$$L S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S = (0.7 \times 0.1) + (0.10 \times 0.07) + \left(\frac{0.03 \times 0.10}{2}\right) = 0.0785 \text{m}^2$$

$$G = \rho \times S = 25 \times 0.0785 = 1.9625 \text{KN/ml Avec:}$$

- G : poids propre de l'acrotère en mètre linéaire.

ρ : Poids volumique du béton : 25 KN/m³ acrotère est soumis à une charge permanente due à son poids propre :

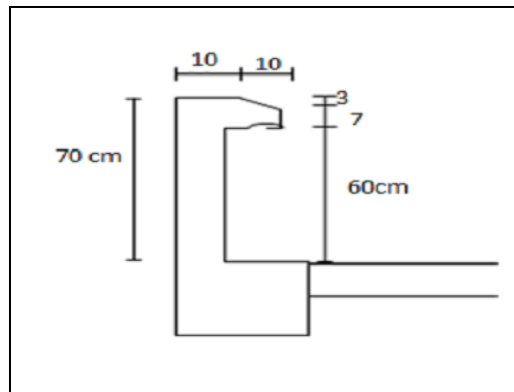


Figure II-10: Schéma de l'acrotère

Tableaux II-7: charges permanentes et d'exploitation d'un acrotère.

désignation	h (m)	Surface (m)	Poids propre Totale (KN/ml)	Surcharge d'exploitation Q(KN /ml)
Acrotère	0.7	0.0785	1.9625	1

II.4. Descente de charges :

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.

II.4.1 Loi de dégression (DTRB.C 2.2) [4] :

Soit q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment Q_1, Q_2, Q_3 on les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2,3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitations suivantes :

Sous toit ou terrasse Q_0

Sous dernier étage (étage 1) $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur

$$\text{(Étage 2)} \quad Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\text{(Étage 3)} \quad Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\text{(Étage 4)} \quad Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\text{(Étage n)} \quad Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots Q_n)$$

En tenant compte de la dégression des surcharges de la façon suivante :

$$\Sigma Q = Q_0 = 1000 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + Q_1 = 2500 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 3850 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 5050 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 6100 \text{ N}$$

Pour la vérification de leur section dans ce cas On prend un type de poteau N°20 ou leur emplacement est indiqué sur la figure ci-dessous :

La surface afférente du poteau B2 est représentée dans la figure qui suit :

Les distances sont prisent entre nus d'appuis.

S1,S2,S3, S4=surface du plancher a corps creux

LPP= longueur des poutres principales.

LPS= longueur des poutres secondaire.

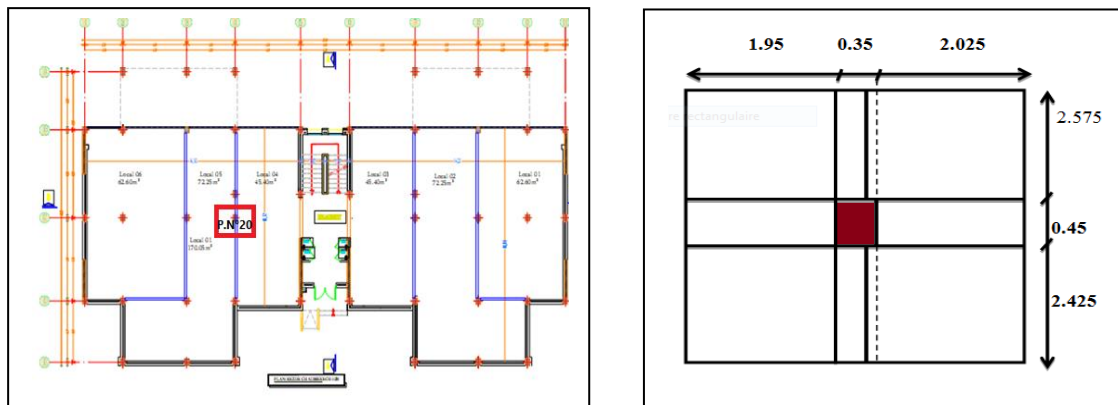


Figure II-11: position et schéma de poteau la plus sollicité (surface afférente)

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

$$S_1 = 2.025 \times 2.425 = 4.910 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = 2.025 \times 2.575 = 5.214 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = 1.95 \times 2.575 = 5.021 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = 1.95 \times 2.425 = 3.031 \text{ m}^2.$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

Donc : $S_t = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 18.176 \text{ m}^2$

- **Poutre :**

$$G_{pp1} = 25 \times 2.025 \times 0.30 \times 0.45 = 6.834 \text{ KN}$$

$$G_{pp2} = 25 \times 1.95 \times 0.30 \times 0.45 = 6.581 \text{ KN.}$$

$$G_{ps1} = 25 \times 2.425 \times 0.30 \times 0.40 = 7.275 \text{ KN.}$$

$$G_{ps2} = 25 \times 2.575 \times 0.30 \times 0.40 = 7.725 \text{ KN.}$$

Donc : $G_{p.tot} = 28.415 \text{ KN}$

Tableaux II-8 : 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}	35 × 45	0.1575	18.176

Tableaux II-9 : 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+ acrotère	$6.35 \times 18.176 + 1.9625 =$ 117.377	18.176
		Poutres	28.415	
	Somme		145.787	18.176
3 ^{ème} étage	N ₁	Venant N ₀	145.787	45.44
		Poteau	$0.35 \times 0.45 \times 3.10 \times 25 = 12.206$	
		Plancher étage+mur exterie	$5.3 \times 18.176 + 2.81 = 99.142$	
		Poutres	28.415	
Somme		285.555	45.44	
2 ^{ème} étage	N ₂	Venant N ₁	285.555	69.977
		Poteaux	12.206	
		Plancher étage+mur	96.332	

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

		exterie		
		Pouters	28.415	
	Somme		422.503	69.977

1 ^{ème} étage	N3	Venant N ₂	422.503	91.78
		Poteaux	12.206	
		Plancher étage+mur exterie	96.332	
		Pouters	28.415	
	Somme		559.456	91.78
R D C	N4	Venant N ₃	559.456	110.87
		Poteaux	12.206	
		Plancher étage+mur exterie	96.332	
		Pouters	28.415	
	Somme		696.409	110.87
en ELU			1.35 G = 933.72	1.5 Q = 166.31
Effort normal à la base du poteau			N _u = 1106.462KN	

- dans le cas de notre bâtiments Comportant au moins trois travées. (On multiplie par 1.1).

Selon le CBA93 (article B.8.11)[2] on doit majorer pour les poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à deux travées l'effort de compression ultime Nu à 10 % telle que :

$$N_u = 1.10 (1.35G + 1.5Q)$$

-L'effort normal maximum : $N_u = 1.10 \times 1106.462 = 1\,217.108$ KN

Donc : $N_u = 1\,217.108$ KN (Pour le poteau (35×45))

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

$$Nu \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ .

$\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y)$ Avec

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 \text{ (BAEL91Art B. 8. 3. 31) [1]} \Rightarrow l_f = 0.7 \times 3.10 = 2.17\text{m}$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{2.17}{0.35} = 21.47 \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{2.17}{0.45} = 16.70$$

$\lambda = 21.47 < 50 \Rightarrow$ selon (BAEL91Art B. 8. 4. 1): [1]

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{21.47}{35} \right)^2} = 0.79$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmérique.

$$B_r = (h - 2)(b - 2)$$

$$\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max(A_{BAEL}; A_{RPA})$$

$$A_{\min} = \max(4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.9 \% B \text{ (zone III)}$$

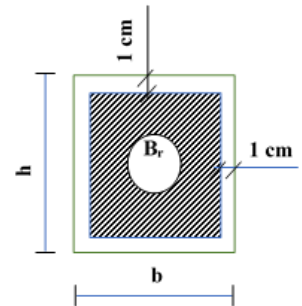


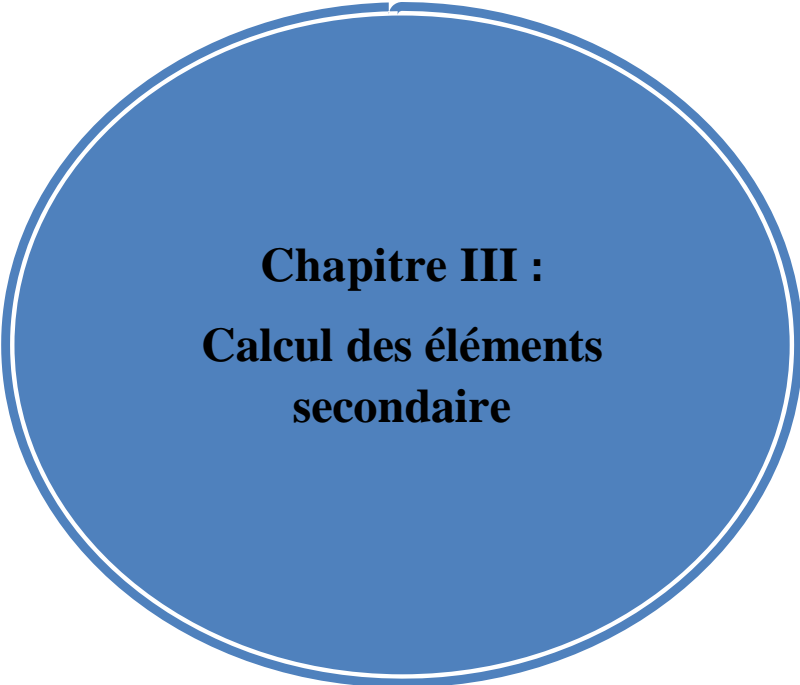
Tableau II-10: Résultats des vérifications au flambement

Poteau	N_u (KN)	α	A_{\min}^{BAEL} (mm ²)	A_{\min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	B_r (mm ²)	\bar{N} (KN)	Condition
35x45	1 217.108	0.79	640	1417.5	1417.5	155904	2737.325	CV

II.5 Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les résultats suivants :

- épaisseur du plancher à corps creux : $h_P = 20$ cm. C'est-à-dire (16+4),
- épaisseur de la dalle des balcons : $e_P = 15$ cm,
- épaisseur des voiles : $a = 20$ cm,
- section des poutres : poutres principales (30x45) et les poutres secondaires (30x40) ;
- section des poteaux (35× 45) .



Chapitre III :
Calcul des éléments
secondaire

III.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous nous intéressons au calcul des éléments secondaires (les éléments non structuraux) de notre bâtiment tels que : l'acrotère, les escaliers, la poutre palière, les balcons et les planchers. Le calcul de ces éléments se fait en suivant les étapes suivantes : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis la détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur.

III.2 L'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé. Il est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse. Elle a une section rectangulaire dont les dimensions sont 10cm d'épaisseur, 70cm de hauteur. Elle est soumise à son poids propre G et une charge d'exploitation latérale estimée à 1KN/ml , due à la main courante provoquant un moment M dans la section d'encastrement.

Le calcul s'effectue pour une bande de 1ml en flexion composée, la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est exposé aux intempéries.

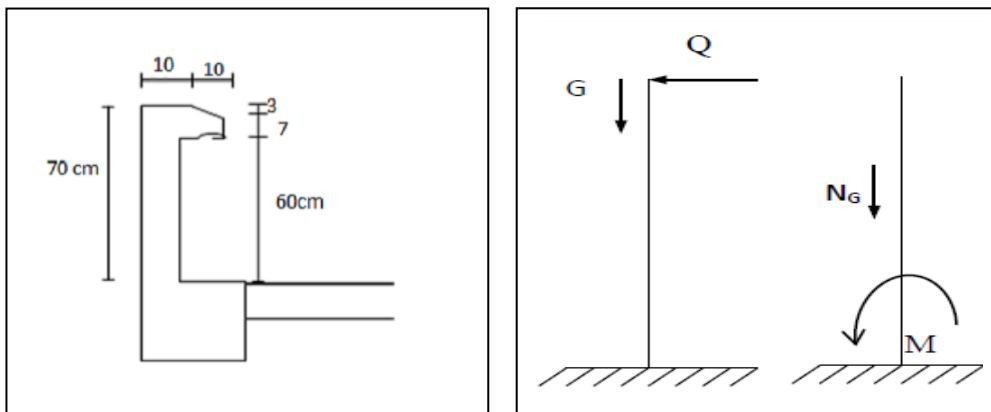


Figure III.1 : Schéma réel et statique de l'acrotère

III.2.1. Evaluation des charges :

D'après le chapitre précédent on a:

- Charge permanente totale: $G_{ac} = 1.9625 \text{ KN/ml}$,
- Charge exploitation: $Q_{ac} = 1 \text{ KN/ml}$.

Les forces horizontales F_p sont calculées suivant la formule: [3]

$$F_p = 4A \times C_p \times W_p \dots\dots \text{RPA 99 version 2003 (Art 6.2.3)}$$

$A = 0.25$ (group d'usage 2, zone III) suivant le tableau 4-1(RPA art 4.2.3).

$C_p = 0,8$ Facteur de force horizontale (tableau 6.1, RPA99/V2003),

$$W_p = G_{ac} = 1.9625 \text{ KN/ml} \quad (\text{Poids propre de l'acrotère}).$$

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1.9625 = 1.57 \text{ KN/ml}$$

$$F_p \leq 1,5Q \quad 1,57 > 1,5 \text{ (condition non vérifiée)}$$

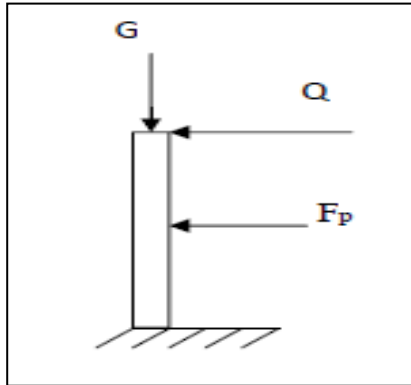


Figure III.2: Schéma de distribution des forces.

$F_p > 1,5 Q$ Donc :

On va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures de ferrailage

La distance « d » entre le point d'application de l'action sismique (F_p), et la section d'encastrement est égal à : $x = h/2 = 0.7/2 = 0.35\text{m}$ (point d'application au centre de gravité)

Alors pour une bande de 1m de largeur

$$G = 1.9625 \text{ kN} ; Q = 1\text{KN} ; F_p = 1.57 \text{ KN}$$

Donc on fait le calcul avec Q.

III.2.2.Evaluation et combinaison des charges:

➤ La charge de poids propre G entraîne :

-Un effort normal : $N_G = G \times 1\text{ml} = 1.9625 \times 1\text{ml} \quad N_G = 1.9625 \text{ KN.}$

-Un moment : $M_G = 0 \text{ KN.m}$

➤ La surcharge d'exploitation Q entraîne :

-Un effort normal : $N_Q = 0 \text{ KN.}$

-Un moment : $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.7 \quad M_Q = 0.7\text{KN.m.}$

- ELU

$$N_u = 1,35G = 2.65\text{KN}$$

$$M_u = 1,5Q \times H = 1.05\text{KN.m}$$

$$V_u = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

- **ELS**

$$N_s = G = 1.9625 \text{ KN}$$

$$M_s = Q \times H = 0,7 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant :

- **ELU**

$$V_u = N_Q + F_p$$

$$V_u = 0 + 1.57 = 1.57 \text{ KN /ml}$$

Tableau III.1 : Les sollicitations de l'acrotère.

Sollicitations	ELU	ELS
Combinaison de charges	$1,35G + 1.5Q$	$G + Q$
N (KN)	2.65	1.9625
M (KN. m)	1.05	0.7
V (KN/ml)	1.57	/

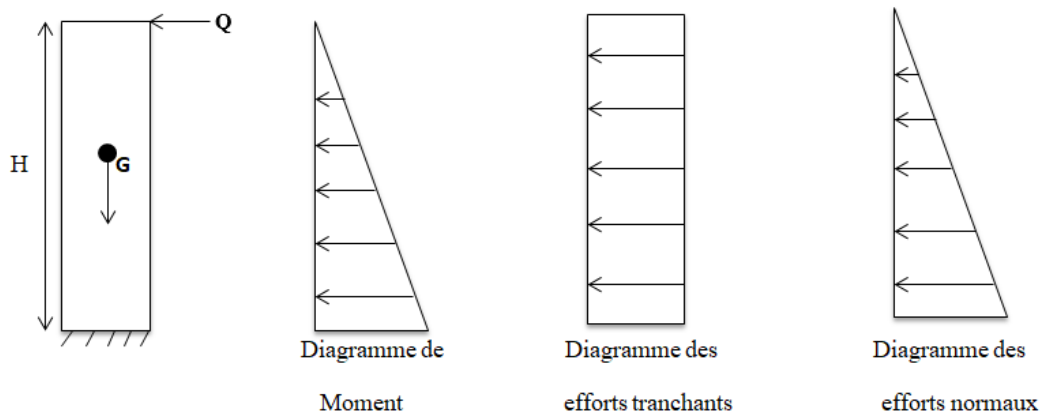
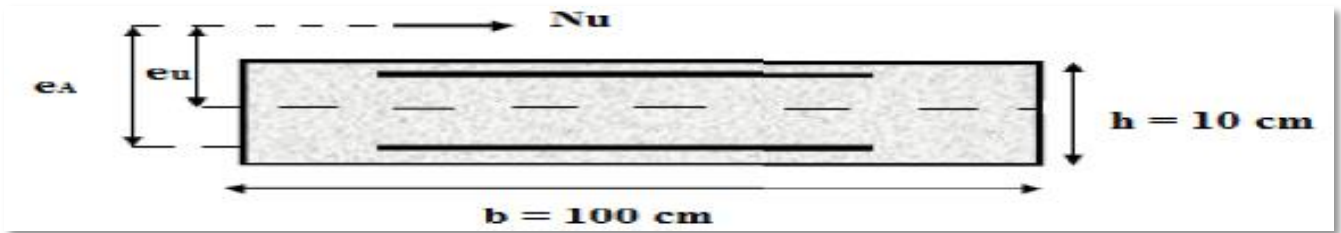


Figure III.3 : Schéma représenté les sollicitations.

III.2.3. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire pour une bonde de 1 m.



On considère une section (**bxh**) cm² soumis à la flexion composé.

h: Epaisseur de la section: 10cm,

b: Largeur de la section: 100cm,

c: Enrobage: 2cm,

d=h-c : hauteur utile: 10-2 = 8cm.

a). Etude de l'acrotère à L'ELU :

✓ **Calcul de l'excentricité :**

Selon CBA93(article A.4.3.5) [2] en adopte une excentricité totale de calcul :

$$e = e_0 + e_2 + e_a$$

Avec :

e₀: Excentricité de la résultante.

e₂: Excentricité due aux effets du second ordre liée à la déformation de la structure.

e_a: Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

✓ **Calcul l'excentricité de la résultante :**

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} > \frac{h}{6}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{0.7}{2.65} = 0.264 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = \frac{0.10}{6} = 0.016 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$e_0 = 0.264 > \frac{h}{6} = 0.016$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section. Donc la section est partiellement comprimée, est par conséquence sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_{ua} égale au moment par rapport aux armatures tendues.

✓ **Calcul l'excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{h}{250} \right] \quad e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{70}{250} \right] \quad e_a = \max [2 \text{ cm} ; 0.28 \text{ cm}]$$

Avec : h : longueur de la pièce.

Donc : $e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$.

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.264 + 0.02 = 0.284 \text{ m}$$

$$e_1 = 0.284 \text{ m}.$$

✓ **Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre :**

L'excentricité du deuxième ordre (e_2) liée à la déformation de la structure.

Pour déterminer l'excentricité du second ordre on doit vérifier que :

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left(15 ; \frac{20 \times e_1}{h} \right) = \max \left(15 ; \frac{20 \times 28.4}{70} = 8.11 \right) = 15 \text{ cm}$$

Avec : L_f : Longueur de flambement de la pièce.

h : hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

$$L_f = 2 \times h = 2 \times 0.7 = 1.4 \text{ m} = 140 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{140}{10} = 14 \text{ cm} = 1.4 \text{ m}$$

Donc : $\frac{L}{h} = 14 \text{ cm} \leq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$$\text{Donc on calcul } e_2: e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \cdot \varphi)$$

Avec :

φ : c'est le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous charge considéré ce rapport est généralement pris égale à 2.

α : le rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$$\text{Et : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = \frac{q l^2}{2} = \frac{1.9625 \times 0.7^2}{2} = 0.48 \text{ KN.m.}$$

$$M_Q = \frac{q l^2}{2} = \frac{1 \times 0.7^2}{2} = 0.245 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Alors : } \alpha = \frac{0.48}{0.48 + 0.245} \alpha = 0.66$$

$$\text{Donc : } e_2 = \frac{3 \times 1.4^2}{10^4 \times 0.7} (2 + 0.66 \times 2) \longrightarrow e_2 = 0.00278 \text{ m}$$

$$e = 0.00278 + 0.264 + 0.02 = 0.2867 \text{ m} = 28.67 \text{ cm}$$

$$e = 28.67 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée, on calcule la section d'armatures réelle en flexion simple.

✓ **Évaluation des moments au niveau des armatures tendu (flexion simple) :**

$$M_I = N_U \times e$$

Avec : M_I : Moment par apport aux armatures tendues.

$$e_T = e + \frac{h}{2} - c = 28.67 + \frac{10}{2} - 2$$

$$e_T = 31.67 \text{ cm}$$

Donc : $M_u = N_U \times e_T = 2.65 \times 31.67 \times 10^{-2}$

$$M_u = 0.84 \text{ KN.m}$$

• **Moment fictif (M_{ua}) :**

Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

$$M_{ua} = M_u + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.84 + 2.65 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) \longrightarrow M_{ua} = 0.92 \text{ KN.m}$$

• **Les armatures fictives :**

On a : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{bu} = 17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 434.78 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.92 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 17} = 0.00845 < \mu_1 = 0.392$$

Donc : $A' = 0$ (Armature comprimées non nécessaires).

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00845}) \longrightarrow \alpha = 0.010 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 8(1 - 0.4 \times 0.010) \longrightarrow Z = 7.97 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$A_{u1} = \frac{M_{ua}}{Z \times \sigma_s} = \frac{0.92 \times 10^6}{79.7 \times 434.78} \longrightarrow A_{u1} = 0.265 \text{ cm}^2$$

• **On revient à la flexion composée :**

$$A_u = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 26.5 - \frac{2650}{434.78} = 20.40 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_u = 0.204 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification de condition de non fragilité : BAEL (Art A.4.2, 1) [1]**

Il faut vérifier que :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 80 \times \frac{2.4}{500} = 88.32 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_{\min} \geq 0.8832 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max(A_u ; A_{\min}) = \max(0.204 ; 0.8832)$

Alors : $A_s = A_{\min} = 0.8832 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ On adopte : **4T8 = 2.01 cm²**

▪ **Vérification de l'espacement :**

$$e \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq \min(30 ; 33 \text{ cm}) \longrightarrow e \leq 30 \text{ cm}$$

On prend : **e = 20 cm**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{On adopte : } 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de l'espacement :**

$$e \leq \min(4h ; 45\text{cm})$$

$$e \leq \min(40 ; 45\text{cm}) \longrightarrow e \leq 40 \text{ cm}$$

On prend : **e = 25 cm**

- **Vérification de l'effort de tranchant < cisaillement > :BAEL91[1]**

On doit vérifier si : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 30}{1.5} ; 4 \text{ MPa}\right) = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.018 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b). Etude de l'acrotère à L'ELS :

On a : $N_s = 1.9625 \text{ KN}$; $M_s = 0.7 \text{ KN.m}$; $V_s = 1 \text{ KN/ml}$

- ✓ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7}{1.9625} = 0.35 \text{ m} > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m}$$

Nous avons une section partiellement comprimée, on calculera la section en flexion simple sous l'effort d'un moment fléchissant par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_{\text{ser}/A} = M_{\text{ser}} + N_{\text{ser}} \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.7 + 1.9625 \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.7588 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Calcul de moment limite de service M_1 :**

$$M_1 = \mu_r \times b \times d^2 \times \sigma_{bc}$$

Avec : $\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right)$; $\alpha_r = \frac{15 \times \sigma_{bc}}{(15 \times \sigma_{bc}) + \sigma_s}$

- La contrainte de béton à l'ELS: (fissuration préjudiciable)

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

- La contrainte d'acier

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) ; \eta = 1.6 \text{ (barre HA)}$$

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 500; 110\sqrt{1.6 \times 2.4}\right)$$

$$\sigma_s = \min(333.33; 215.55) \longrightarrow \sigma_s = 215.55 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \alpha_r = \frac{15 \times 18}{(15 \times 18) + 215.55} = 0.556$$

$$\mu_r = \frac{0.556}{2} \left(1 - \frac{0.556}{3}\right) = 0.226$$

$$M_I = 0.226 \times 1000 \times 80^2 \times 15 \longrightarrow M_I = 21696000 \text{ N. mm} \longrightarrow M_I = 21.696 \text{ KN. m}$$

$M_{ser} = 0.7 \text{ KN.m} < M_I = 21.696 \text{ KN.m}$ **Condition vérifiée**

$A' = 0$: Il n'y a pas des armatures comprimées.

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 80 \left(1 - \frac{0.556}{3}\right) \longrightarrow Z = 65.17 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ser/A}}{Z \times \sigma_s} = \frac{651.75 \times 10^3}{65.17 \times 215.55} = 46.39 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_s = 0.4639 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_s - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = 46.39 - \left(\frac{1.9625}{215.55}\right) = 46.38 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_{ser} = 0.40 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte finalement $A_S = \max(A_{ser}; A_{min}; A_s) = \max(0.40; 0.8832; 0.4639) = 0.8832 \text{ cm}^2$

D'après les résultats ci-dessus on prend $A_S = 0.8832 \text{ cm}^2$

Alors on adopte : **4T8 = 2.01 cm²**

- **Vérification de l'espacement :**

$$e = \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(30; 33)$$

e = 30 cm

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} \longrightarrow A_r = 0.5 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte : **4T6 = 1.13 cm²**

III.2.4. Schéma de Ferrailage :

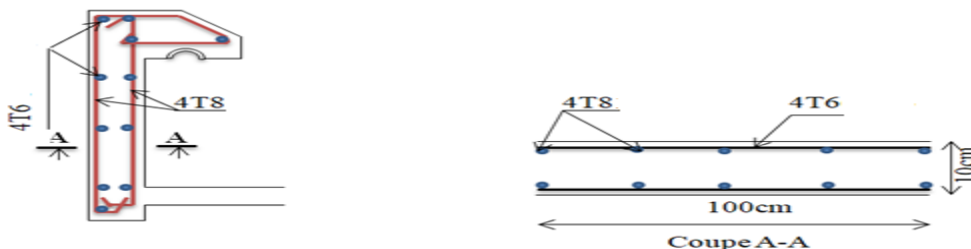


Figure III.4: Schéma de ferrailage d'acrotère.

III.3. Etude des escaliers

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 se base sur la méthode RDM.

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisibles.

On a le même type des escaliers dans les différents étages (RDC et EC) :

➤ Volée 01

a) Charges et surcharges

La volée : $G_V = 7.97621 \text{ KN/m}^2$

$$Q_V = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

Le palier : $G_P = 5.150 \text{ KN/m}^2$

$$Q_P = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

Avec :

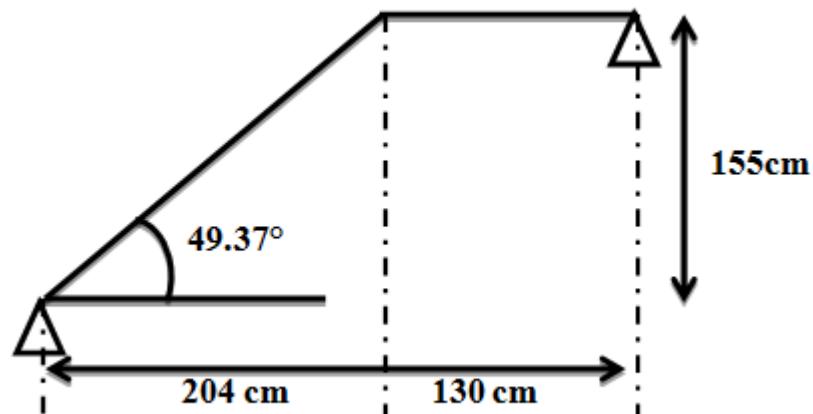
G_V : Charge permanente de la volée.

Q_V : Charge variable de la volée.

G_P : Charge permanente du palier.

Q_P : Charge variable du palier.

b) Schéma statique



c) Combinaisons des charges

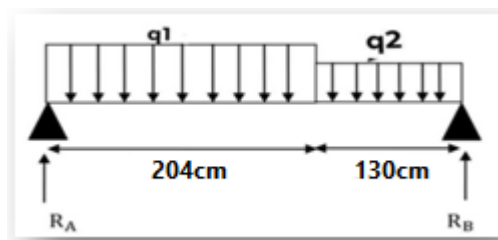
- **E.L.U** : $P_u = 1,35 G + 1,5 Q$
- **E.L.S** : $P_{ser} = G + Q$

Les escaliers étudient pour une bande de 1 m.

Tableau III.2 : Les combinaisons des charges d'escalier type 1.

Désignation	Volée q1 (KN/ml)	Palier q2 (KN/ml)
ELU	14.518	10.703
ELS	10.476	7.65

d) Calcul des sollicitations



e) Calcul des réactions

➤ **ELU**

$$\sum F_V = 0$$

$$R_A + R_B = 1,30 \times q_u^p + 2,04 \times q_u^v$$

$$= 1,30 \times 10,476 + 2,04 \times 14,518$$

$$R_A + R_B = 43,23 \text{KN}$$

$$\sum M_{/B} = 0$$

$$R_A = \frac{q_u^p \times \frac{1,30^2}{2} + q_u^v \times 2,04 \times \left(\frac{2,04}{2} + 1,30\right)}{4} = 19,39 \text{KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0$$

$$R_B = \frac{q_u^p \times \frac{1,30^2}{2} + q_u^v \times 2,04 \times \left(2,04 + \frac{1,30}{2}\right)}{4} = 22,13 \text{KN}$$

➤ **ELS**

$$\sum F_V = 0$$

$$R_A + R_B = 1,30 \times q_s^p + 2,04 \times q_s^v$$

$$= 1,30 \times 7,650 + 2.04 \times 10,703$$

$$R_A + R_B = 31.78 \text{KN}$$

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A = \frac{q_s^p \times \frac{1,30^2}{2} + q_s^v \times 2.04 \times \left(\frac{2.04}{2} + 1,30\right)}{4} = 14.28 \text{ KN}$$

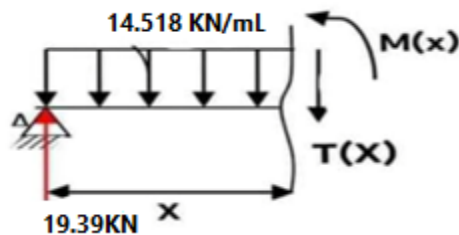
$$\sum M_A = 0$$

$$R_B = \frac{q_s^p \times \frac{1,30^2}{2} + q_s^v \times 2.04 \times \left(2.04 + \frac{1,30}{2}\right)}{4} = 16.30 \text{ KN}$$

a) Calcul des moments et efforts tranchants

➤ **ELU**

- Pour: $0 \leq x \leq 2.04 \text{ m}$



1) Effort tranchant

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T(x) = 19.39 - 14.518 x$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = 19.39 \text{KN}$$

$$x = 2.04 \rightarrow T(x) = -10.22 \text{KN}$$

2) Moment fléchissant

$$M(x) = 19.39x - 14.518 \frac{x^2}{2}$$

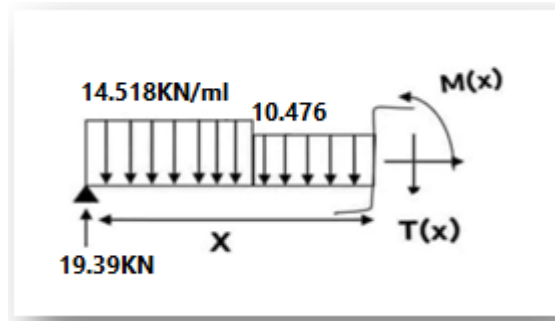
$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 19.39x - 30.20 = 0 \Rightarrow x = 1.55 \text{ m}$$

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

$$x = 1.55 \rightarrow M(x) = 12.61 \text{KN. m}$$

$$x = 2.04 \rightarrow M(x) = 9.34 \text{KN. m}$$

- Pour: $2.04 \leq x \leq 3.34\text{m}$



1) Effort tranchant

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T(x) = 19.39 - 14.518x - (x - 2.04) 10.476$$

$$x = 2.04 \rightarrow T(x) = -10.22 \text{ kN}$$

$$x = 3.34 \rightarrow T(x) = -42.72 \text{ kN}$$

$$T(x)_{\max} = 19.39 \text{ kN}$$

2) Moment fléchissant

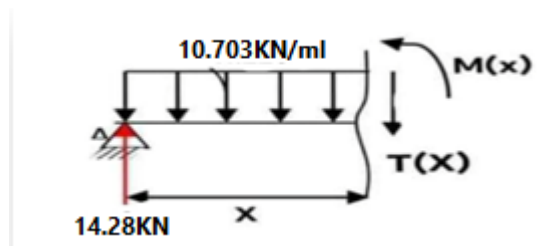
$$M(x) = 19.39x - 2.04 \left(x - \frac{2.04}{2}\right) 14.518 - \frac{(x-2.04)^2}{2} 10.476$$

$$x = 2.04 \rightarrow M(x) = 9.34 \text{ kN.m}$$

$$x = 3.34 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m}$$

➤ **ELS**

Pour: $0 \leq x \leq 2.04 \text{ m}$



1) Effort tranchant

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T(x) = 14.28 - 10.703 x$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = 14.28 \text{ kN}$$

$$x = 2.04 \rightarrow T(x) = -7.55 \text{ kN}$$

2) Moment fléchissant

$$M(x) = 14.28 x - 10.703 \frac{x^2}{2}$$

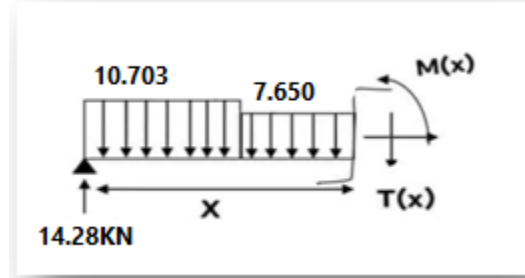
$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 14.28 - 10.703x = 0 \Rightarrow x = 1.33 \text{ m}$$

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

$$x = 1.33 \rightarrow 9.52 \text{ KN.m}$$

$$x = 2.04 \rightarrow M(x) = 7.55 \text{ KN.m}$$

Pour: $2.4 \leq x \leq 3.34\text{m}$



1) Effort tranchant

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T(x) = 14.28 - 10.703x - (x - 2.04) 7.650$$

$$x = 2.04 \rightarrow T(x) = 7.55 \text{ KN}$$

$$x = 3.34 \rightarrow T(x) = -31.40 \text{ KN}$$

$$T(x)_{\max} = 14.28 \text{ KN}$$

2) Moment fléchissant

$$M(x) = 14.28x - 2.04 \left(x - \frac{2.04}{2}\right) 10.703 - 7.650 \frac{(x-2.04)^2}{2}$$

$$x = 2.04 \rightarrow M(x) = -9.41 \text{ KN.m}$$

$$x = 3.34 \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(x)_{\max} = 14.28 \text{ KN.m}$$

On prend la valeur maximale de moment et d'effort tranchant

Le moment sur appuis : $M_a = (0.3, 0.5) M_0$

Le moment sur travée : $M_t = (0.7, 0.85) M_0$

Tableau III.3: Tableau récapitulatif des sollicitations de Volée 01.

Désignation	M_0 (KN. m)	$M_a = 0.5M_0$ (KN. m)	$M_t = 0.85M_0$ (KN. m)	T_u (KN)
ELU	19.39	9.70	16.48	22.13
ELS	14.28	7.14	12.14	

➤ **ELU**

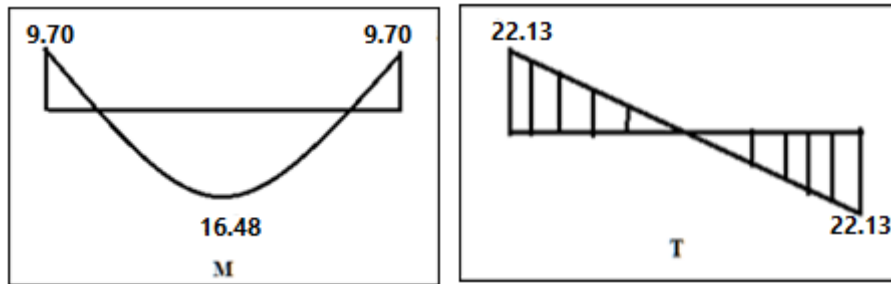


Figure III.5: Diagramme des moments et des efforts tranchants en ELU.

➤ **ELS**

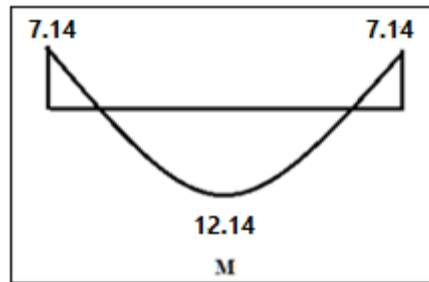


Figure III.6: Diagramme des moments en ELS.

○ **Calcul du Ferrailage**

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple. Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

Pour simplifier les calculs on prend $e = 15$ cm.

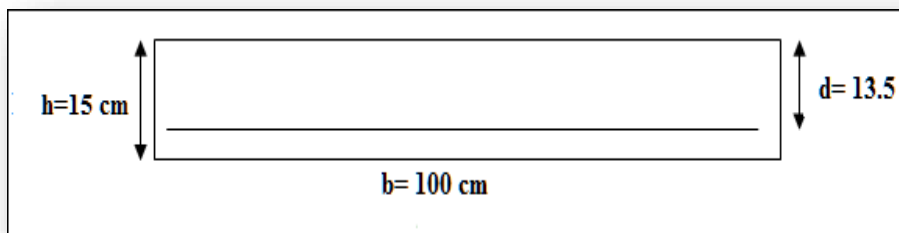


Figure III.7: Section d'escalier à ferrailer.

Le tableau suivant représente le calcul de ferrailage à la flexion simple.

Tableau III.4: Ferrailage des escaliers.

Désignation	M (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ_{bu}	α	Z (mm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Travée	16.48	100	12	0.067	0.09	115.68	4.09	1.32	6HA12=6.79
Appuis	9.70	100	12	0.39	0.66	88.32	3.16	1.32	4HA12=4.52

- Les armatures de répartition : $A_t = \frac{As}{4}$

Tableau III.5 : les armatures de répartition.

Désignation	A_t (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
Travée	1.69	3HA10=2.36
Appuis	1.13	3HA10=2.36

- **Espacement entre les armatures**

- **Armatures longitudinales**

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

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

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

- **Armatures transversales**

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Travée : } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Appuis : } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

- **Vérifications**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{22.13 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.18 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(6; 5) = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.22 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➔ Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'état limite de compression du béton (ELS)**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times \gamma}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{1}{2} by^2 + n(y-d)A_{S0} - n(d-y)A_S = 0$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3} by^3 + n(y-d)A_{S0} - n(d-y)^2 A_S$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau III.6: Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
travée	16.48	4.01	9512	7.63	15	C.V
Appuis	9.70	3.13	6087.13	5.48	15	C.V

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées:

Avec : $h = 0.15$ m $l = 3.34$ m. $A_{stt} = 6.79$ cm²

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.0449 < 0.0625 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_0}{10 \times M_t} \rightarrow 0.0449 < 0.085 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{A_{s \text{ app}}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0019 < 0.010 \dots\dots\dots \text{CV}$$

⇒ Donc il y'a un risque de la flèche:

➤ **Calcul de la flèche**

Il faut que :

$$f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq f = 0.05 \text{ cm} + \frac{L}{100}$$

Avec:

I_{fi} : L'inertie fissurée

E_i : Module instantané de béton ($E_i = 32164.2$ MPa)

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda i \times u} = 14273.44 \text{ cm}^4$$

$$u = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + n f_{t28}} = 0.28$$

$$\lambda i = \frac{0.05 f_{t28}}{2 + \left(3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = 5.25$$

$$f = \frac{18.11 \times 10^6}{10 \times 32164.2 \times 13154.99} = 0.0043 \leq f = 0.05 \text{ cm} + \frac{400}{1000} = 0.45 \dots\dots\dots \text{CV}$$

III .3.1. Etude de la poutre palière

C'est une poutre partiellement encastree à l'extrémité dans les poteaux et Soumise à la flexion et à la torsion.

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

On prend **h = 45cm** .

$$0,3 \times 45 < b < 0,7 \times 45 \rightarrow 13,5 < b < 31,5$$

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

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 de RPA99/version 2003 [3]

(Zone III) suivant:

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 45 > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$h/b = 1.5 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.1.1 Calcul à la flexion simple

1) Poids propre de la poutre

$$G_{pp} = 0,3 \times 0,45 \times 25 = 3,375 \text{ KN/m.}$$

2) Poids de mur

$$G_m = 1,53 \times 2,81 = 4.29 \text{ KN/m}$$

• La charge transmise par l'escalier:

$$\text{ELU} : R_A^u = 23,256 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : R_A^s = 17.159 \text{ KN}$$

➤ ELU :

$$q_u = 1.35(G_{pp}) + R_A^u = 1,35 (3,375) + 23,256$$

$$q_u = 27,812 \text{ KN/m}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{27,812 \times 3}{2}$$

$$T_u = 41.71 \text{ KN}$$

$$M_u^t = \frac{q_u \times l^2}{24} = \frac{27,812 \times 3^2}{24}$$

$$M_u^t = 10.43 \text{ KN.m}$$

$$M_u^a = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{27,812 \times 3^2}{12}$$

$$M_u^a = 20.86 \text{ KN.m}$$

➤ ELS :

$$q_s = G_{pp} + R_A^s = 2.62 + 17.159$$

$$q_s = 19.78 \text{ KN/m}$$

$$T_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{19.78 \times 3}{2}$$

$$T_s = 29.67 \text{ KN}$$

$$M_s^t = \frac{q_s \times l^2}{24} = \frac{19.78 \times 3^2}{24}$$

$$M_s^t = 7.41 \text{ KN.m}$$

$$M_s^a = \frac{q_s \times l^2}{12} = \frac{19.78 \times 3^2}{12} \quad M_s^a = 14.84 \text{ KN.m}$$

III.3.1.2 Calcul de la section d'armature à la flexion simple:

- Epaisseur de la section : $h = 45 \text{ cm}$.
- Largeur de la section : $b = 30 \text{ cm}$.
- Enrobage : $c = 2 \text{ cm}$.
- hauteur utile : $d = h - c = 43 \text{ cm}$.

➤ **ELU :**

En travée :

- **Moment ultime réduite :**

$$\mu = \frac{M_u^t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{10.43 \times 10^6}{17 \times 300 \times 430^2} \mu = 0.011 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$$\mu = 0.011 < \mu_1 = 0.186 \text{ (Pivot A)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.011})$$

$$\alpha = 0.01$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 43(1 - 0.4 \times 0.01)$$

$$Z = 42.82 \text{ cm}$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\sigma_s \times Z} = \frac{10.43 \times 10^6}{435 \times 428.2} \quad A_u^t = 0.56 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2.1][1]**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 300 \times 430 \times \frac{2.4}{500} = 142.42 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} \geq 1.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A_u^t; A_{min}) = \max(0.56; 1.42)$$

$$\text{Alors : } A_s = 1.42 \text{ cm}^2 \text{ donc on adopte : } 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

En appui :

- **Moment ultime réduite :**

$$\mu = \frac{M_u^a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{20.86 \times 10^6}{17 \times 300 \times 430^2}$$

$$\mu = 0.022 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$$\mu = 0.022 < \mu_l = 0.186 \text{ (Pivot A)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.022})$$

$$\alpha = 0.03$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 43(1 - 0.4 \times 0.03)$$

$$Z = 42.48 \text{ cm}$$

$$A_u^a = \frac{M_u^a}{\sigma_s \times Z} = \frac{20.86 \times 10^6}{435 \times 424.8} \quad A_u^a = 1.12 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2.1][1]**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 430 \times \frac{2.4}{400} = 142.42 \text{ mm}^2 \quad A_{\min} \geq 1.42 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max(A_u^a; A_{\min}) = \max(1.12; 1.42)$

Alors : $A_s = 1.42 \text{ cm}^2$ donc on adopte : **2T10=1.57 cm²**

$A_{\min} = 1.42 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{adopt}} = 1.57 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

- **L'espacement S_t : [BAEL91] [1]**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 43; 40 \text{ cm}) = (38.7; 40 \text{ cm}) = 38.7 \text{ cm}$$

On adopte : **$S_t = 25 \text{ cm}$**

III.3.1.3 Armature transversal :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \quad A_t = \frac{0.4 \times 30 \times 25}{500}$$

$$A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \quad A_t = \frac{30 \times 25 \times 1.15 (0.42 - 0.3 \times 2.4)}{0.9 \times 500}$$

$$A_t \geq -0.58 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(0.6; -0.58)$$

$$A_t = 0.6 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

En travée :

- **Moment ultime réduite :**

$$\mu = \frac{M_S^t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{7.41 \times 10^6}{17 \times 300 \times 430^2}$$

$$\mu = 0.008 < \mu_{\text{lim}} = 0.392$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$$\mu = 0.008 < \mu_1 = 0.186 \text{ (Pivot A)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.008})$$

$$\alpha = 0.01$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 43(1 - 0.4 \times 0.01)$$

$$Z = 42.82 \text{ cm}$$

$$A_s^t = \frac{M_s^t}{\sigma_s \times Z} = \frac{7.41 \times 10^6}{435 \times 428.2}$$

$$A_s^t = 0.40 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2.1][1]**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 430 \times \frac{2.4}{500} = 142.42 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} \geq 1.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A_s^t; A_{\min}) = \max(0.40; 1.42)$$

$$\text{Alors : } A_s = 1.42 \text{ cm}^2 \text{ donc on adopte : } 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

En appui :

- **Moment ultime réduite :**

$$\mu = \frac{M_s^a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{14.84 \times 10^6}{17 \times 300 \times 430^2} \mu = 0.016 < \mu_{\text{lim}} = 0.392$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$$\mu = 0.016 < \mu_1 = 0.186 \text{ (Pivot A)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.016})$$

$$\alpha = 0.02$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 43(1 - 0.4 \times 0.02)$$

$$Z = 42.66 \text{ cm}$$

$$A_s^a = \frac{M_s^a}{\sigma_s \times Z} = \frac{14.84 \times 10^6}{435 \times 426.6} \quad A_s^a = 0.80 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2.1][1]**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 430 \times \frac{2.4}{500} = 142.42 \text{ mm}^2 \quad A_{\min} \geq 1.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A_s^a; A_{\min}) = \max(0.80; 1.42)$$

Alors : $A_s=1.42\text{cm}^2$ donc on adopte : $2T10=1.57\text{cm}^2$

$A_{\min}=1.42\text{cm}^2 \leq A_{\text{adopt}}=1.57\text{cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.1.4 Vérification à ELS:

➤ **Vérification des contraintes:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 30 = 18\text{MPa}$

y: Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I: Moment d'inertie.

En travée :

$M_s = 7.41\text{KN.m}$; $A_s=1.57\text{cm}^2$; $A_{sc}=0$; $n=15$

• **La position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2}by^2 + n (A_s - A_{sc}) y - n (A_{sc} + A_s \times d) = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 + 15 \times 1.57 \times y - 15(1.57 \times 43) = 0 ; \sqrt{\Delta} = 245.36$$

y = 7.39 cm

• **Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{2}by^3 + n A_s (d - y)^2 - n A_{sc} (d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{2} \times 30 \times (7.39)^3 + 15 \times 1.57 (43 - 7.39)^2 = 0$$

I = 35916.84 cm⁴

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{741 \times 10^6 \times 73.9}{35916.84 \times 10^4} = 1.52\text{MPa}$$

$\sigma_{bc}=1.52\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc}=15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Donc : il n'ya pas risque de fissuration du béton en compression.

En appui :

$M_s = 14.84\text{KN.m}$; $A_s=1.57\text{cm}^2$; $A_{sc}=0$; $n=15$

• **La position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2}by^2 + n (A_s - A_{sc}) y - n (A_{sc} + A_s \times d) = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 + 15 \times 1.57 \times y - 15(1.57 \times 43) = 0 ; \sqrt{\Delta} = 245.36$$

y = 7.39 cm

• **Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{2}by^3 + n A_s (d - y)^2 - n A_{sc} (d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{2} \times 30 \times (7.39)^3 + 15 \times 1.57 (43 - 7.39)^2 = 0$$

I = 35916.84 cm⁴

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{14.97 \times 10^6 \times 73.9}{35916.84 \times 10^4} = 3.08 \text{MPa}$

$\sigma_{bc} = 3.08 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$ **Condition vérifiée**

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

III.3.1.5 Etude de la poutre palière à la torsion:

• **Moment de torsion :**

La poutre palière est soumise à un moment de torsion uniformément repart sur sa longueur, c'est le moment sur appui de l'escalier.

$$M_{\text{tor}} = \frac{M_a \times L}{2} \quad ; M_a = 0.3M_0$$

Avec : **M_a** : moment d'appui de la paillasse et du palier sur la poutre palière.

$M_a = 0.3 \times 19,243$

M_a = 5.77 KN.m

Alors : $M_{\text{tor}} = \frac{5.77 \times 3}{2}$ **M_{tor} = 8.66 KN.m**

• **Contrainte de cisaillement en torsion :**

$$\tau_{u \text{ tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times e}$$

Avec : **e** : épaisseur de la section creuse.

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur.

$$\left\{ \begin{aligned} e &= \frac{b}{6} \longrightarrow e = \frac{30}{6} e = 5 \text{ cm} \\ \Omega &= (b - e) \times (h - e) \quad \Omega = (30 - 5) \times (45 - 5) \end{aligned} \right.$$

Ω = 1000 cm²

$$\tau_{u \text{ tor}} = \frac{8.66 \times 10^6}{2 \times 100000 \times 50} = \mathbf{0.87 \text{MPa}}$$

III.3.1.6 Justification du béton:

Pour notre cas : section pleine et d'après la BAEL91 [1], on doit avoir :

$$\left\{ \begin{aligned} \tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 &\leq \bar{\tau}_u^2 \\ \tau_{uv} &= \frac{T_u}{b \times d} = \frac{41.71 \times 10^3}{300 \times 430} = \mathbf{0.33 \text{MPa}} \\ \tau_u &= \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) \dots \dots \dots \text{(Fissuration peu préjudiciable)} \\ \bar{\tau} &= \min (4 \text{MPa} ; 5 \text{MPa}) \end{aligned} \right.$$

$$\bar{\tau} = 4 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{0.87^2 + 0.33^2} = 0.93 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2} = 0.93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la fibre moyenne.

• Calcul des armatures longitudinales :

$$A_l^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

Avec : $\sum A_l^{\text{tor}}$: sont des sections d'acier long de torsion.

U: périmètre de contour d'air Ω .

S_t: équidistance selon ces axes.

A_l^{tor} Section d'un cours des cadres de torsion orthogonaux à l'axe de la pièce.

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (45 - 5)]$$

$$U = 130 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } A_l^{\text{tor}} = \frac{8.66 \times 130 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 1000 \times 10^{-4} \times 500 \times 10^3}$$

$$A_l^{\text{tor}} = 1.29 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

• Calcul des armatures transversal :

$$A_t^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$\text{Avec : } S_t \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t \leq \min(0.9 \times 43 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(38.7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t \leq 38.7 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Avec : A_t^{tor} Les armatures transversal autorsion.

$$\text{Alors : } A_t^{\text{tor}} = \frac{8.66 \times 20 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 1000 \times 10^{-4} \times 500 \times 10^3}$$

$$A_t^{\text{tor}} = 1.99 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\text{FS}} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e}$$

Avec : A_t^{FS} : Les armatures transversal au flexion simple.

$$A_t^{\text{FS}} \geq \frac{0.4 \times 30 \times 20}{500}$$

$$A_t^{\text{FS}} = 0.48 \text{ cm}^2$$

• **Calcul des armatures total:**

➤ **les armatures longitudinales :**

En travée :

$$A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{FS}} + \frac{A_1^{\text{tor}}}{2} = 0.48 + \frac{1.99}{2}$$

$$A_t^{\text{tot}} = 1.48 \text{ cm}^2 : 3\text{T}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$A_c = \frac{A_1^{\text{tor}}}{2} = \frac{1.99}{2}$$

$$A_c = 1 \text{ cm}^2 : 3\text{T}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{FS}} + \frac{A_1^{\text{tor}}}{2} = 0.48 + \frac{1.99}{2}$$

$$A_t^{\text{tot}} = 1.48 \text{ cm}^2 : 3\text{T}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$A_c = \frac{A_1^{\text{tor}}}{2} = \frac{1.99}{2}$$

$$A_c = 1 \text{ cm}^2 : 3\text{T}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

➤ **les armatures transversal :**

$$A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{FS}} + A_t^{\text{tor}} = 0.48 + 0.2$$

$$A_t^{\text{tot}} = 0.68 \text{ cm}^2 : 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

• **La Vérification de l'effort tranchant « cisaillement » [BAEL91]:**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{42.03 \times 10^3}{300 \times 430}$$

$$\tau_u = 0.32 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.32 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la fibre moyenne.

• **La vérification de la flèche:**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

BAEL.91 [1]:

Avec : $h=45\text{cm}$; $b= 30 \text{ cm}$; $d=33 \text{ cm}$; $L=300\text{cm}$; $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{300} = 0.15 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,78}{30 \times 43} = 0.005 \leq \frac{4.2}{500} = 0.008 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow M_t = 0.85M_0 \quad \frac{45}{300} = 0.15 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III .3.2 Schéma de ferrillage:

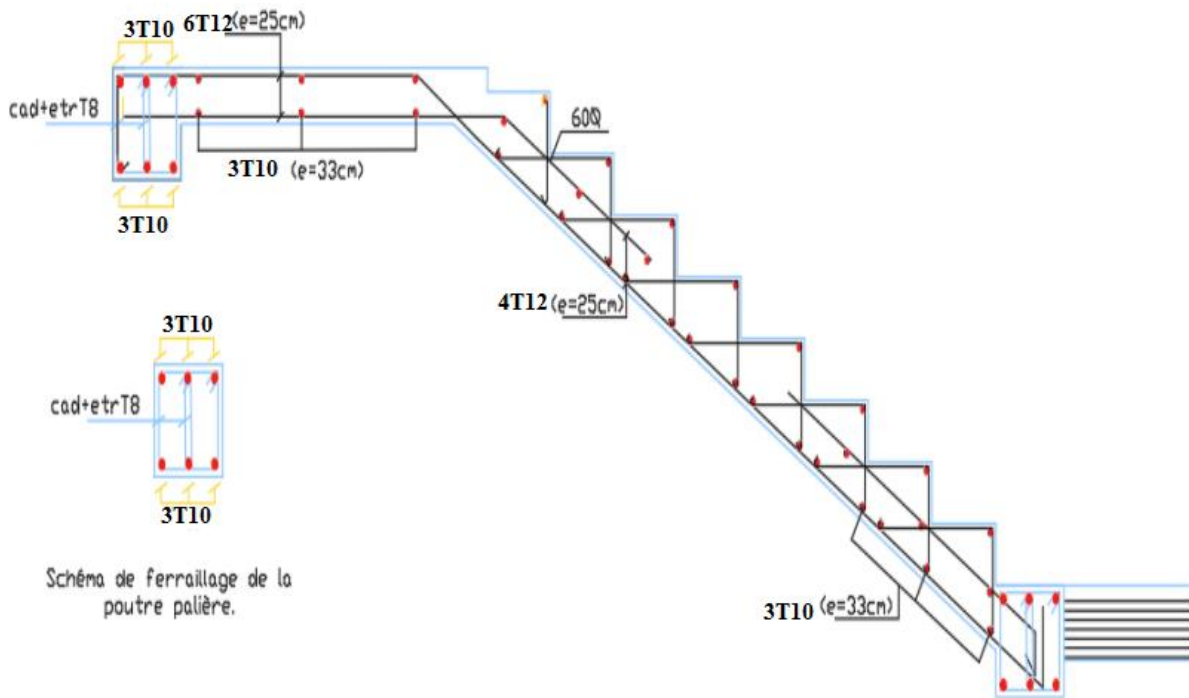


Figure III.8 : schéma de ferrillage d'escalier et de la poutre palière.

III. 4- Les planchers à corps creux (les balcons aussi sont a corps creux)

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol; ils assurent deux fonctions principales:

- Fonction de résistance : les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitation,
- Fonction d'isolation: ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages, Comme notre projet est à usage multiple , pour les 4 étages,on adopte un plancher à corps creux.

-le plancher est constitué par des poutrelles en béton armé sur les quelles reposent les hourdis en béton.

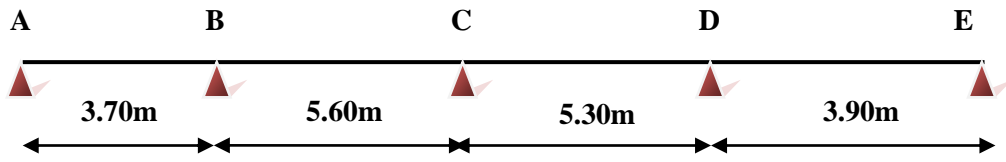
-les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

III.4.1Types des poutrelles :

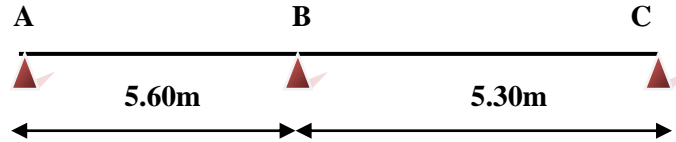
Dans notre construction, il y a deux types de poutrelles qu'on doit étudier chacune séparément :

Il y a les même type dans le plancher étage courant et terrasse inaccessible:

Type 01 :



Type 02:



III.4.2 Calcul des sollicitations :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q

Tableau III.7 : les chargements sur les poutrelles.

DESIGNATION	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU 1.35G + 1.5 Q		ELS G + Q	
			P _u	q _u 0.65 × P _u	P _s	q _s 0.65 × P _s
			(KN/m ²)	(KN/m)	(KN/m ²)	(KN/m)
Terrasse inaccessible (16+4)	6.336	1	10.053	5.690	7.336	4.768
Habitation (du RDC au 5eme)	5.24	1.5	9.324	5.6	6.74	4.381

- Pour les types à plusieurs travées : on applique la **méthode forfaitaire** ou la **méthode de Caquot**.

III.4.2.1 la méthode forfaitaire :

Elle est applicable pour le calcul des planchers à surcharge modérée et sous les conditions suivantes : (BAEL91 modifié 99 article 3.III.4)[5]

Cette méthode n'est applicable que si les quatre « 04 » conditions sont remplies.

-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

- **La première condition** : Charge d'exploitation modérée : $Q \leq \min (2G ; 5KN/m^2)$
- **La deuxième condition** Fissuration peu préjudiciable..... CV.
- **La troisième condition** Poutre à inerties transversales constantes CV.
- **La quatrième condition** Les portées en travées sont égales : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

Remarque :

Dans le cas où l'une de ces trois dernières hypothèses n'est pas vérifiée, on peut appliquer la méthode de Caquot, et il est possible d'atténuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3 ; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

- Si la première condition n'est pas vérifiée cela signifie que c'est un plancher à surcharge élevée, donc nous appliquons « la méthode de Caquot » ;
- Si la première condition est vérifiée mais la seconde, la troisième ou la quatrième condition ne sont pas vérifiées, nous appliquons « la méthode de Caquot minorée ».

III.4.2.2 Application de la méthode :

1) **M₀**: La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparaison » c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges ; $M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8}$

2) **M_w** et **M_e** : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite, et **M_t** le moment maximal en travée qui sont pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

α : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

-Moments sur appuis :

- **Appui de rive :**

Les moments sur les appuis de rives sont nuls. mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égale à **- 0.15M₀**

▪ **Appuis intermédiaires :**

Les moments sont de l'ordre :

(-0.6M₀) : pour une poutre sur trois appuis.

(-0.5M₀) : pour les appuis voisins de rive, quand il s'agit d'une poutre qui a plus de trois appuis.

(-0.4M₀) : pour les appuis intermédiaires, quand il s'agit d'une poutre qui a plus de trois appuis

-Moments en travées :

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux expressions suivantes :

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

$$(2) \longrightarrow \begin{cases} M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \cdot \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{pour la travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.20 + 0.3\alpha) \cdot \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{pour la travée de rive} \end{cases}$$

d- Détermination de Les efforts tranchants :

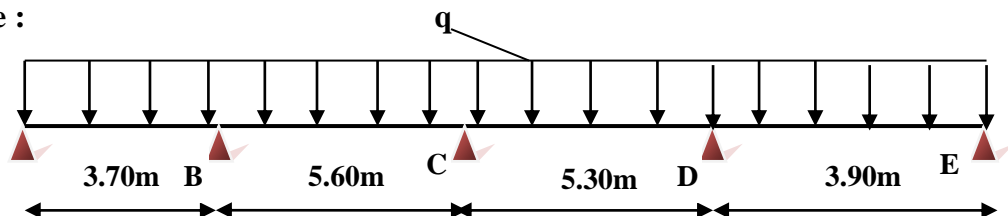
Sur une travée, le moment varie paraboliquement ; le maximum est ainsi à des abscisses a de l'appui gauche (w) et b de l'appui droit (e), avec L = a + b, telles que :

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \text{ et } b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \quad L - a$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \text{ et } V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b}$$

III .4.2.3 Exemple de calcul d'une poutrelle du type 01 du plancher terrasse

inaccessible :



a- Les conditions d'application de cette méthode :

- La première condition : $Q \leq \min (2G ; 5KN/m^2)$

$$Q \leq \min (2G ; 5KN/m^2) \quad \rightarrow \quad Q \leq \min (6.336KN/m^2 ; 5KN/m^2)$$

Donc : $Q = 1KN/m^2 \leq 5 KN/m^2 \dots\dots\dots CV$

- La deuxième condition Fissuration peu préjudiciable..... CV

- La troisième condition Poutre à inerties transversales constantes CV

- La quatrième condition Les portées en travées sont égales : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

$$0.8 \leq \frac{5.60}{5.30} = 1.05 \leq 1.25 \dots\dots\dots CV .$$

$$0.8 \leq \frac{3.70}{5.60} = 0.66 \leq 0.8 \dots\dots\dots C Non V$$

→ la première condition la deuxième et la troisième conditions la méthode forfaitaire est vérifiée mais la quatrième condition n'est pas vérifiées , donc nous appliquons « la méthode de Caquot minorée ».

III.4.2.4Exemple d'application sur RDC :

La charge permanente $G = 5.24KN/ m^2$

La surcharge d'exploitation $Q = 1.5 KN/ m^2$

$$G' = 2/3 \times (G) = 2/3 \times (5.24)$$

$$G' = 3.493 KN/m^2$$

- à L'ELU

$$Pu' = 1.35 G' + 1.5 Q$$

$$Pu' = 1.35 \times (3.493) + 1.5 \times (1.5)$$

$$Pu' = 6.966 KN/m^2$$

$$qu' = Pu' \times 0.65 = 6.966 \times 0.65$$

$$\Rightarrow qu' = 4.5279KN/m$$

- à L'ELS

$$PS' = G' + Q ; PS' = (3.493) + (1.5)$$

$$PS' = 4.993 KN/m^2$$

$$qs' = PS' \times 0.65 = 4.993 \times 0.65 \Rightarrow qs' = 3.245 KN/m$$

- Calcul des charges revenant aux poutrelles

Les charges reprises par la poutrelle (type 1) sont résumées comme suit :

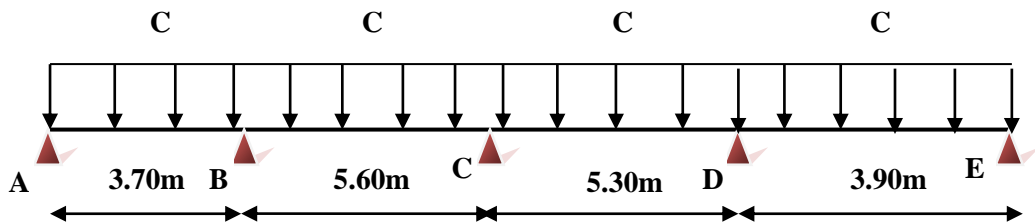
Tableau III.8 : les chargements sur les poutrelles.

DESIGNATION	G' (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU 1.35G' + 1.5 Q		ELS G' + Q	
			P'u (KN/m ²)	q'u= 0.65 × Pu (KN/m)	P's (KN/m ²)	q's= 0.65 × P'u (KN/m)
	Terrasse inaccessible (16+4)	4.224	1	7.2024	4.681	5.224
Habitation (du RDC au 5eme)	3.493	1.5	6.996	4.5279	4.993	3.245

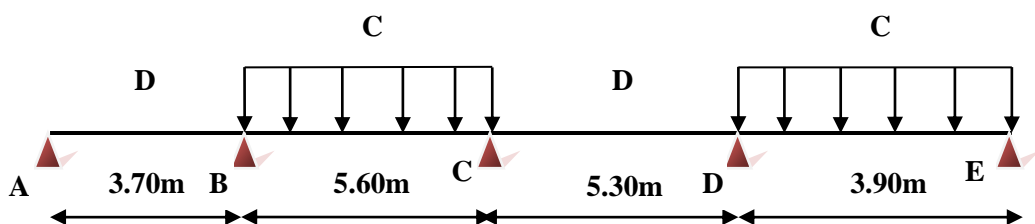
➤ **Calcul des moments et des efforts tranchants pour la poutre Type 01 :**

Pour calculer les moments max sur appuis et sur travée on trois type de combinaison de charge :

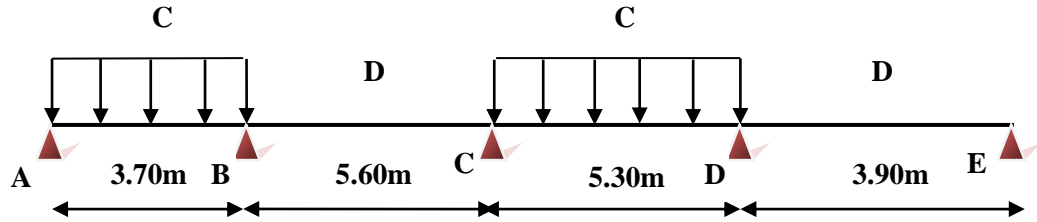
Cas 01 : CCCC



Cas 02 : DCDC



Cas 03 : CDCD



Avec :

En ELU : $C = 1,35G + 1,5Q$; $D = 1,35G$

En ELS : $C = G + 1,5Q$; $D = G$

Pour chaque cas on fait le calcul en ELU et en ELS des moments sur appuis et sur travée enfin on prend le maximum des moments (courbes enveloppe)

A titre d'exemple on prend le cas 1 pour expliquer la méthode de calcul des moments sur appuis par la méthode de Caquot minoré et les moments en travée par la méthode de Caquot :

a. Calcul des moments aux appuis

➤ **Appuis intermédiaires**

Appui -B-

$$M_B = - \frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

l'_g ; l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré ;

q_g ; q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 l \dots\dots\dots \text{travée intermédiaire.} \\ l'=1 \dots\dots\dots \text{travée de rive} \end{array} \right.$$

à ELU : Avec,

$$q'_g = q'_d = 4.681 \text{ KN/m}$$

$$l'_g = l_g = 3.70 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8 l_d = 4.48 \text{ m}$$

$$M_B = - \frac{4.681 \times 3.70^3 + 4.681 \times 4.48^3}{8.5 \times (3.70 + 4.48)} \rightarrow M_B = -9.463 \text{ KN.m}$$

à ELS : Avec,

$$q'_g = q'_d = 3.395 \text{ KN/m}$$

$$l'_g = l_g = 3.70 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 4.48 \text{ m}$$

$$M_B = - \frac{3.395 \times 3.70^3 + 3.395 \times 4.48^3}{8.5 \times (3.70 + 4.48)} \rightarrow M_B = -6.863 \text{ KN.m}$$

Tableau III.9 : moments aux appuis intermédiaires (poutrelle type1 (RDC)).

Appuis intermédiaire	ELU	ELS	Longueurs fictives		Moments (KN.m)	
	$q'_g=q'_d$	$q'_g=q'_d$	l'_g	l'_d	ELU	ELS
B	4.681	3.395	3.70	4.48	-9.463	-6.863
C	4.681	3.395	4.48	4.24	-10.490	-7.6099
D	4.681	3.395	4.24	3.90	- 9.170	-6.650

- **Appuis des rives :**

Pour les appuis de rive solidaires à un poteau ou à une poutre, il est recommandé d'employer des aciers longitudinaux supérieurs, afin d'équilibrer un moment négatif au moins égal à :

$$M_A = 0.15M_0^{AB}; M_E = 0.15M_0^{DE}$$

$$M_0^{AB} = - \frac{q' \times l_{AB}^2}{8}$$

$$M_0^{DE} = - \frac{q' \times l_{DE}^2}{8}$$

Tableau III.10 : moments aux appuis de rive (poutrelle type1 (RDC))

Appuis	longueur de la travée "l"	la charge transmise "q"		Moments M ₀ (KN.m)		Moments aux Appuis (KN.m)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
A	3.70	4.681	3.395	-8.010	-5.809	-1.20	-0.871
E	3.90	4.681	3.395	-8.899	-6.454	-1.334	-0.968

b. Calcul des moments en travées :

Travée AB : Les moments en travées sont calculés à partir des équations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} \\ M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} \times (l - x_0) \\ M_t = M_0(x_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right) \end{array} \right.$$

Remarque : pour le calcul des moments en travées on aura a considérées la charge permanente G

à ELU : Soit $q_u = 5.690 \text{ KN/m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0^{AB} = \frac{3.70}{2} - \frac{-1.20 - (-9.463)}{5.690 \times 3.70} = 1.457 \text{ m} \\ M_0^{AB}(x_0) = \frac{5.690 \times 1.457}{2} \times (3.70 - 1.457) = 9.297 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} = 9.297 + -1.20 \left(1 - \frac{1.457}{3.70}\right) + \left(-9.463 \times \frac{1.457}{3.70}\right) = 4.5143 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

à ELS : Soit $q_s = 4.768 \text{ KN/m}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0^{AB} = \frac{3.70}{2} - \frac{(-0.871) - (-6.863)}{4.143 \times 3.70} = 1.459 \text{ m} \\ M_0^{AB}(x_0) = \frac{4.768 \times 1.459}{2} \times (3.70 - 1.459) = 7.794 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} = 7.794 + -0.871 \left(1 - \frac{1.459}{3.70}\right) + \left(-6.863 \times \frac{1.459}{3.70}\right) = 4.56 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau qui suit:

Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

Tableau III.11 : Moments en travées (poutrelle type1 (terrasse)).

Travées	x_0 (m)		Moments en travée M_t (KN.m)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
AB	1.457	1.459	4.514	4.56
BC	2,769	2,767	12.329	11.454
CD	2.693	2.693	10.154	9.615
DE	2.303	2.303	5.923	5.492

Tableau III.12 : Moments sur appuis (poutrelle type1 (terrasse)).

CAS	ELU (KN.m)					ELS (KN.m)				
	A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
Cas1	- 1.20	-9.463	-10.49	-9.170	-1.334	-0.871	-6.863	-7.6099	-6.65	-0.968
Cas2	- 1.46	-9.046	- 9.90	- 8.538	- 1.622	-1.136	- 6.4	- 6.942	- 5.935	- 1.334
Cas3	- 1.20	- 8.722	- 9.8	- 8.678	-1.334	-0.871	- 6.02	- 6.822	- 6.09	-0.968
Ma_{max}	- 1.46	- 9.463	- 10.49	- 9.170	- 1.622	- 1.136	- 6.863	- -7.6099	- - 6.65	- - 1.334

Tableau III.13 : Moments sur travées (poutrelle type1 (terrasse)).

CAS	ELU (KN.m)				ELS (KN.m)			
	AB	BC	CD	DE	AB	BC	CD	DE
Cas1	4.51 4	12.329	10.154	5.924	4.56	11.454	9.615	5.492
Cas2	4.64	12 .858	10.31	6.017	3.527	12.018	8.026	5.577
Cas3	5.14	12.54	10.745	5.882	4.916	9.744	7.241	4.51
Ma_{max}	5.14	12 .858	10.745	6.017	4.916	12.018	9.615	5.577

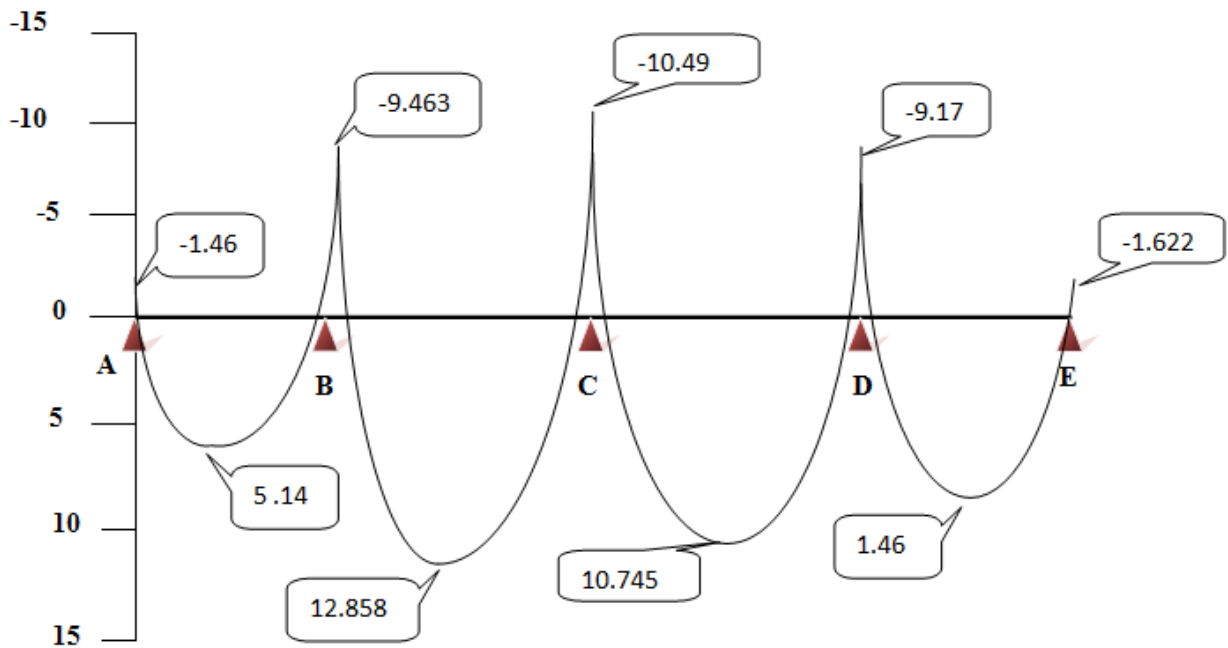


Figure III.8: Diagramme des Moments (poutrelle type1 (terrasse)) à ELU.

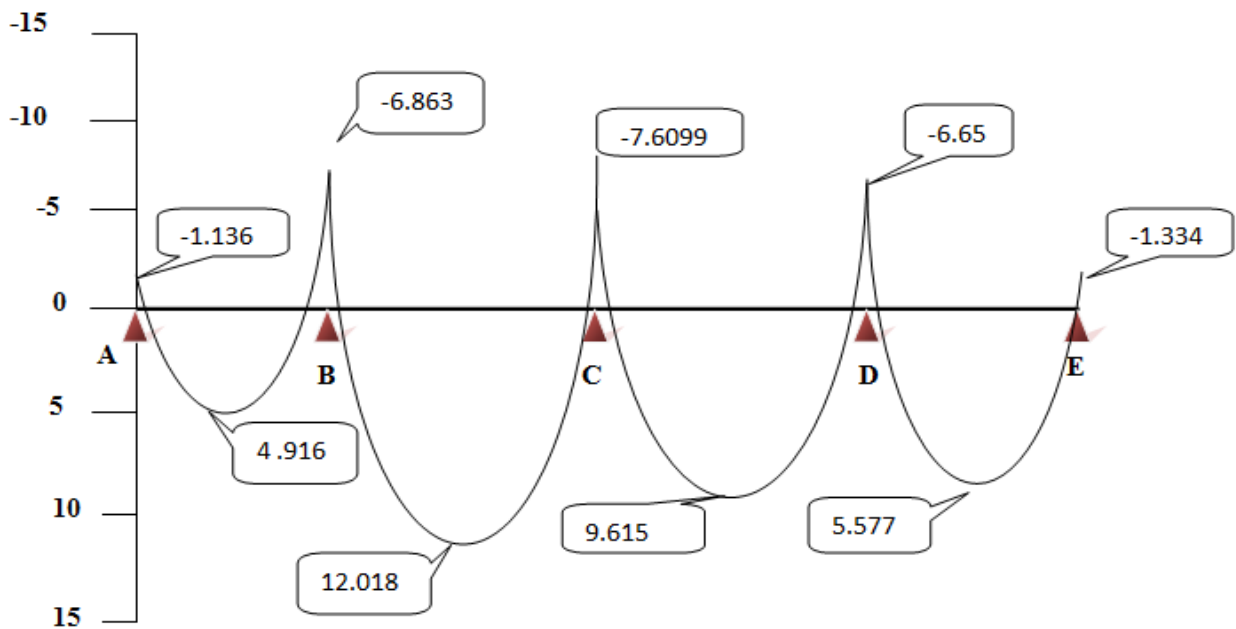


Figure III .9: Diagramme des Moments (poutrelle type1 (terrasse)) à ELS.

A partir de ces courbes, il est possible de calculer les sections d'acier et de tracer l'épure d'arrêt de barres.

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

L'évaluation des efforts tranchant est donnée par l'expression suivante :

$$V_i = \pm q_u \times \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Travée AB

$$V_A = 5.690 \times \frac{3.70}{2} - \frac{(-1.46) - (-9.463)}{3.70} = 8.363 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow V_A = 8.363 \text{ KN.m}$$

$$V_B = -5.690 \times \frac{3.70}{2} - \frac{(-1.46) - (-9.463)}{3.70} = -12.69 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow V_B = -12.69 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$V_B = 5.690 \times \frac{5.60}{2} - \frac{(-9.463) - (-10.49)}{5.60} = 15.932 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow V_B = 15.932 \text{ KN.m}$$

$$V_C = -5.690 \times \frac{5.60}{2} - \frac{(-9.463) - (-10.49)}{5.60} = -16.115 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow V_C = -16.115 \text{ KN.m}$$

Tableau III.10 : Efforts tranchants (poutrelles type 1 (Terrasse)).

Travées	Efforts tranchants (KN)
AB	$V_A = 8.363 \text{ KN.m} ; V_B = -12.69 \text{ KN.m}$
BC	$V_B = 15.932 \text{ KN.m} ; V_C = -16.115 \text{ KN.m}$
CD	$V_C = 15.327 \text{ KN.m} ; V_D = -14.83 \text{ KN.m}$
DE	$V_D = 13.03 \text{ KN.m} ; V_E = -9.16 \text{ KN.m}$

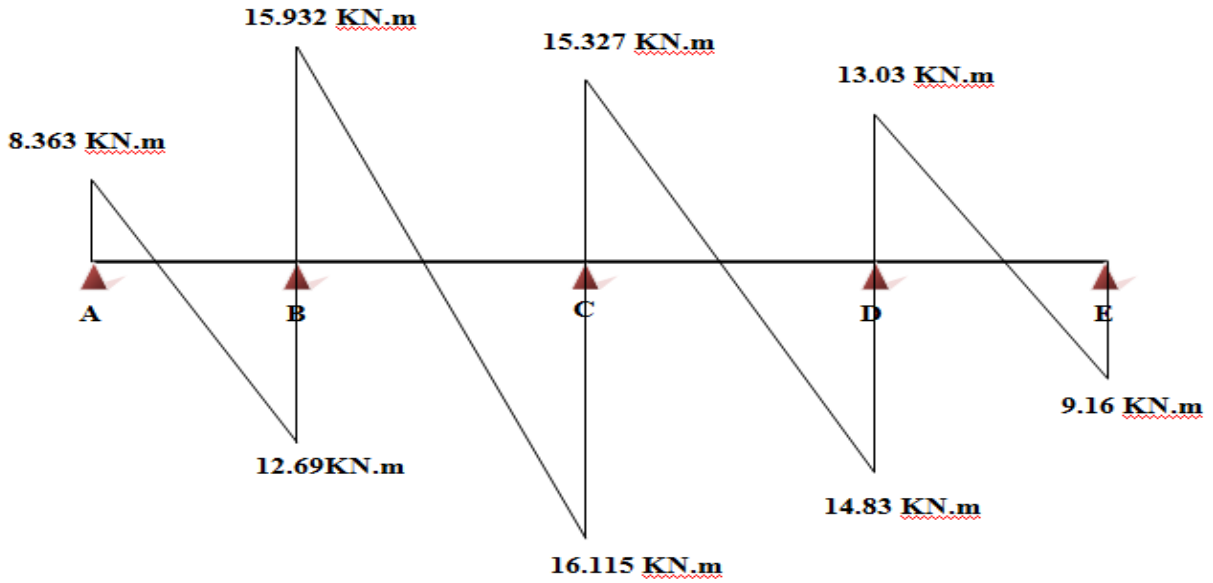
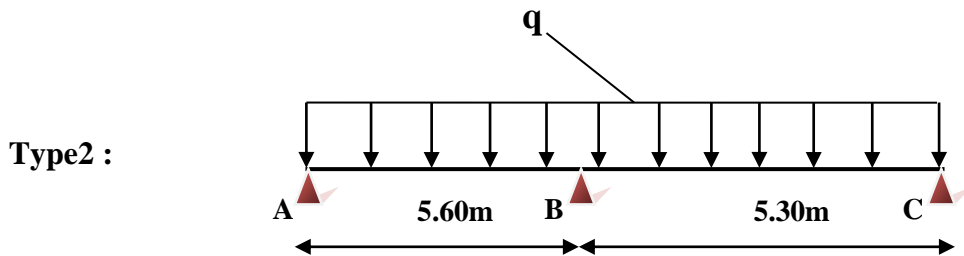


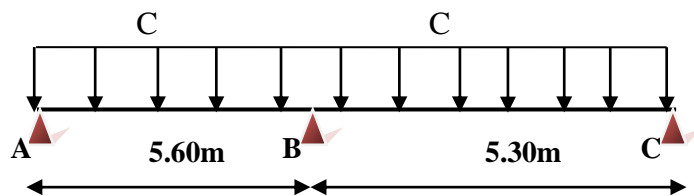
Figure III . 11: Courbe des efforts tranchants poutrelle type1 (terrasse) en ELU

➤ Calcul des moments et des efforts tranchants pour la poutre Type 02 :

Pour calculer les moments max sur appuis et sur travée on trois type de combinaison de charge :

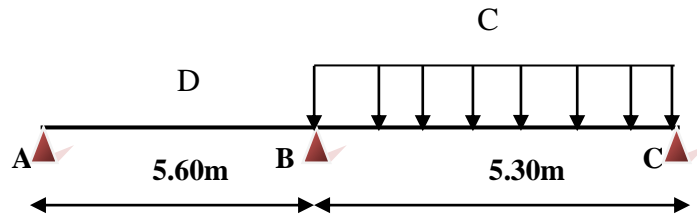


Cas 01 : CC

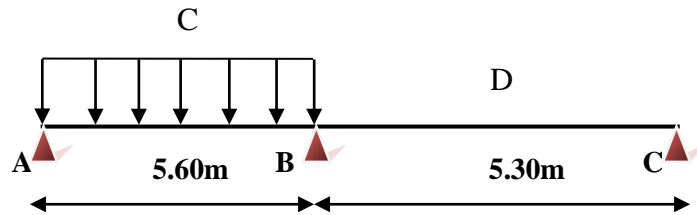


Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

Cas 02 : DC



Cas 03 : CD



Avec :

En ELU : $C = 1,35G + 1,5Q$; $D = 1,35G$

En ELS : $C = G + 1,5Q$; $D = G$

Pour chaque cas on fait le calcul en ELU et en ELS des moments sur appuis et sur travée enfin on prend le maximum des moments (courbes enveloppe). Les résultats sera résumé dans le tableau 3.10 et 3.11.

Tableau III.15 : Moments sur appuis (poutrelle type2 (terrasse)).

CAS	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
	A	B	C	A	B	C
Cas1	- 1.20	- 9.463	- 2.456	- 0.871	- 6.863	- 1.79
Cas2	- 1.20	- 8.722	- 2.456	- 0.871	- 6.02	- 1.79
Cas3	- 1.46	- 9.046	- 3	- 1.136	- 6.4	- 2.51
Ma_{max}	- 1.46	- 9.463	- 3	- 1.136	- 6.863	- 2.51

Tableau III.16 : Moments sur travées (poutrelle type2 (terrasse)).

CAS	ELU (KN.m)		ELS (KN.m)	
	AB	BC	AB	BC
Cas1	4.514	14.17	4.56	12.510
Cas2	4.64	14.575	3.527	12.903
Cas3	5.14	14.07	4.916	12.342
Ma_{max}	5.14	14.575	4.916	12.903

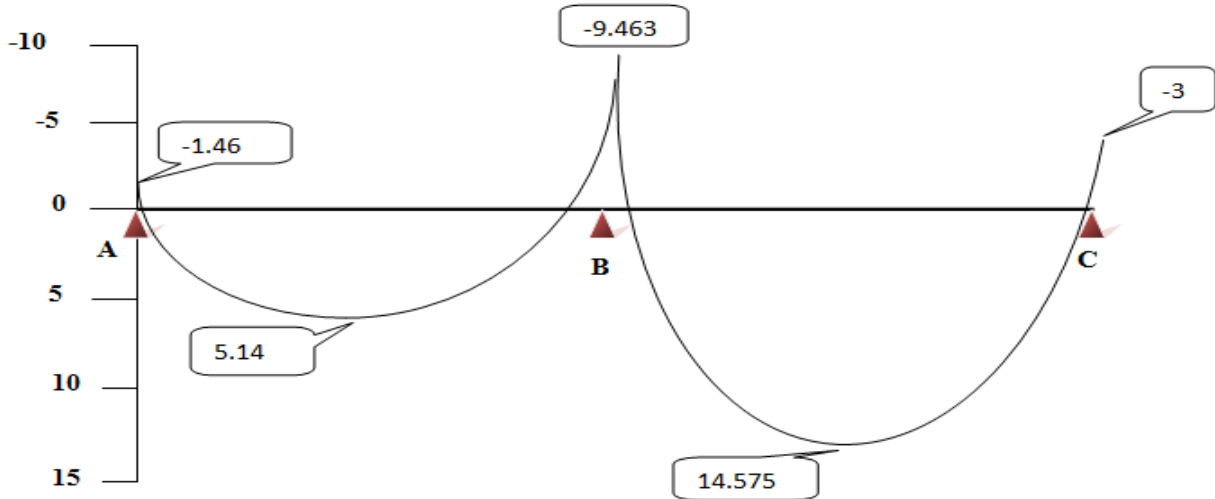


Figure III. 12: Diagramme des Moments (poutrelle type2 (terrasse)) à ELU.

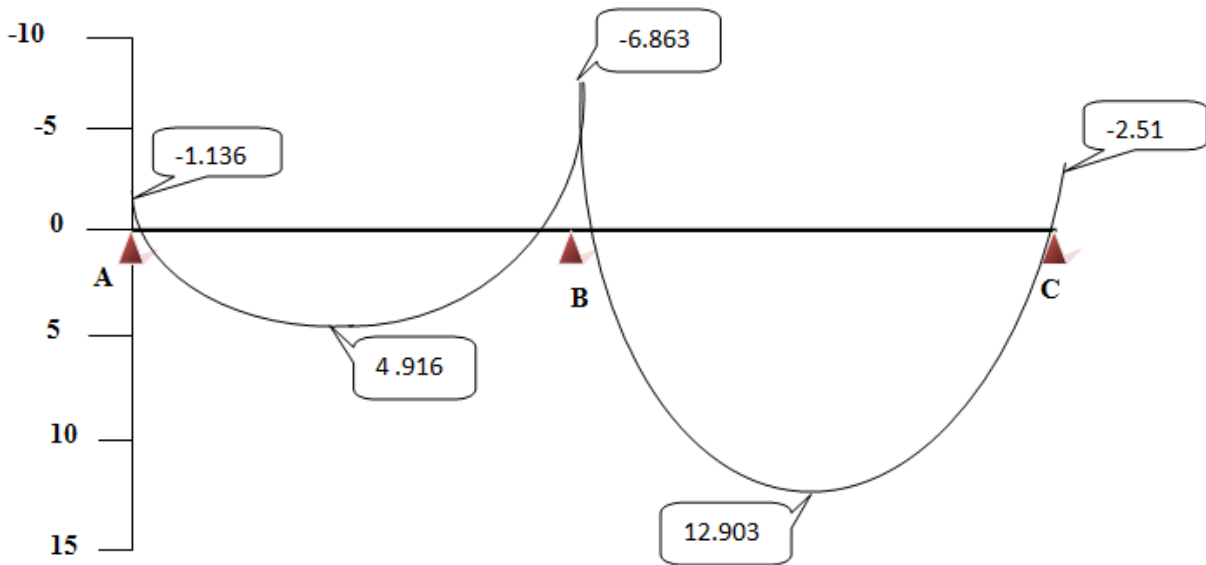


Figure III.13: Diagramme des Moments (poutrelle type2 (terrasse)) à ELS.

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

L'évaluation des efforts tranchant est donnée par l'expression suivante :

$$V_i = \pm q_u \times \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Les résultats de calcul sont résumés au tableau :

Tableau III .17 : Efforts tranchants (poutrelles type 2 (Terrasse)).

Travées	Efforts tranchants (KN)
AB	$V_A = 8.363 \text{ KN.m}$; $V_B = -12.69 \text{ KN.m}$
BC	$V_B = 16.233 \text{ KN.m}$; $V_C = -13.858 \text{ KN.m}$

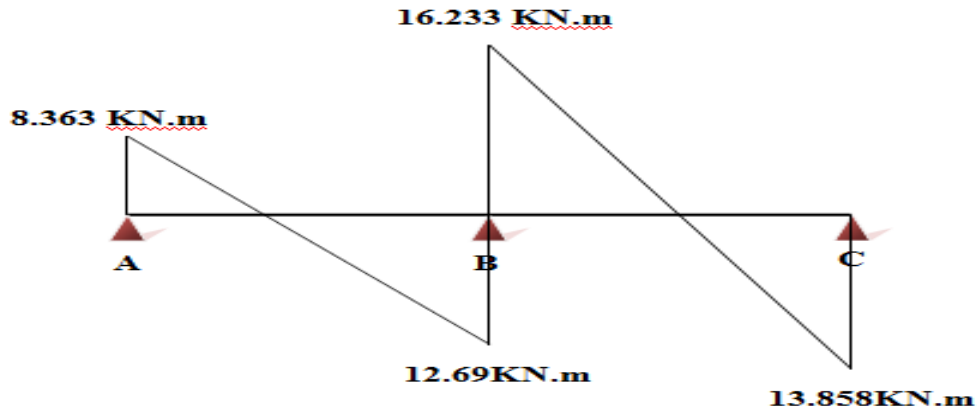


Figure III.14 : Courbe des efforts tranchants poutrelle type2 (terrasse) en ELU
 A partir de ces courbes, il est possible de calculer les sections d'acier et de tracer l'épure d'arrêt de barres

➤ **Ferraillage 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. (Poutrelle type 1 du plancher terrasse)[\[5\]](#).

a. Sollicitations maximale

Tableau III.18 : Sollicitations maximales dans la poutrelle type 1 (Terrasse).

	ELU	ELS
Moment en travée (KN.m)	14.575	12.903
Moment en appui intermédiaire (KN.m)	-10.49	- 7.6099
Moment en appui de rive (KN.m)	- 3	- 2.51
Effort tranchant (KN)	16.233	/

b. Ferrailage en travée

Données : $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$;
 $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$.

Moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \text{ Avec :}$$

f_{bu} : Résistance du béton à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1 \times 1.5} = 17 \text{ MPa} .$$

♣ **Si** ; $M_u \leq M_{Tu}$ → la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression, de ce fait nous calculons une section rectangulaire ($b \times h$).

♣ **Si** ; $M_u > M_{Tu}$ → l'axe neutre passe par la nervure, dans ce cas nous calculons une section en T

$$M_{Tu} = 17 \times 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 70.72 \text{ KN.m}$$

$M_{Tu} = 70.72 \text{ KN.m} > M_u = 14.575 \text{ KN.m} \Rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$).

➤ **Calcul du moment réduit ultime μ_{bu}**

$$\mu_{bu} = \frac{14.575}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{14.575 \times 10^{-3}}{17 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.040 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc } A_s = 0 \Rightarrow f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.782 \text{ MPa}$$

Ce qui donne :

➤ **Calcul de la section d'acier tendue A_{st} :**

$$A_{st} = \frac{M_u}{f_{su} \times Z}$$

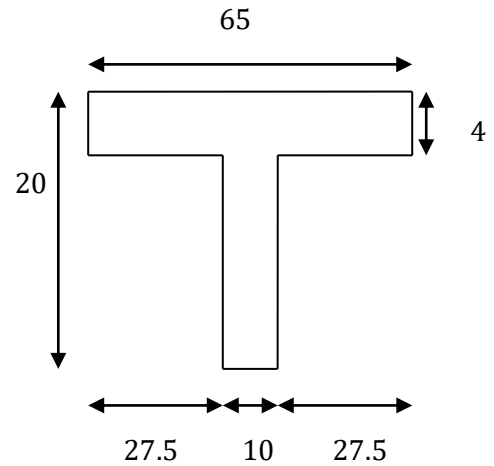
Avec,

Z : bras de levier = distance entre la résultante des efforts de compression et celle des efforts de traction.

$$\alpha = 1.25 \times \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} = 1.25 \times [(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.040})] = 0.051$$

$$Z = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.051) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{14.575 \times 10^{-3}}{434.782 \times 0.176} = 1.90 \text{ cm}^2$$



➤ **Vérification de la condition de non fragilité :BAEL (Art A.4.2,1) [1]**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ Avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times \frac{2.4}{500} \Rightarrow A_{\min} \geq 1.291 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.291 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1.90 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_{st} = 1.90 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } \mathbf{3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2}$$

c. Ferrailage aux appuis

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ($b_0 \times h$).

• **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{interm}}{f_{bu} \times b_0 \times d} = \frac{10.49 \times 10^{-3}}{17 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.19 > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$A_{au}^{interm} = \frac{M_{au}^{interm}}{f_{su} \times Z} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}] = 0.265 \\ Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.16. \end{cases}$$

$$A_{au}^{interm} = \frac{10.49 \times 10^{-3}}{434.782 \times 0.16} = \mathbf{1.5 \text{ cm}^2}$$

• **Appui de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d} = \frac{3 \times 10^{-3}}{17 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.054 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{donc } A' = 0 \Rightarrow f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.782 \text{ MPA}$$

$$A_{au}^{interm} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{st} \times Z} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}] = 0.069 \\ Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.175 \end{cases}$$

$$A_{au}^{rive} = \frac{3 \times 10^{-3}}{434.782 \times 0.175} = 0.394 \text{ cm}^2$$

d. Vérification de la condition de non fragilité : (CBA93 Art A.4.2.1)[2]

$$A_a^{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.4}{500} = 0.198 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\min} = 0.198 \text{ cm}^2 < A_{au}^{interm} = 1.5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_a^{\min} = 0.198 \text{ cm}^2 < A_{au}^{rive} = 0.394 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

e. Choix des barres

En appui intermédiaire :..... $A_{au}^{interm} = 1.5 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit **2 HA10** = 1.57 cm^2

En appui de rive :..... $A_{au}^{rive} = 0.394 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit **1HA10** = 0.79 cm^2

Ferraillage transversal

Diamètre des armatures transversales : (BAEL A.7.2, 2) [1]

$$\phi_t \geq \min \left(\phi_l^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \geq \min (10\text{mm}; 5.71 \text{ mm}; 10\text{mm})$$

On prend $\phi_t = 8\text{mm}$

D'où, $\phi_t = 2\phi 8 = 1.01 \text{ mm}^2$

➤ **Vérifications nécessaires**

- Vérifications à l'ELU

a) Vérification de rupture par cisaillement : BAEL A.5.1,211[1]

On calcul tous les types de poutrelles avec l'effort tranchant maximal $V_{\max} = 16.233\text{KN}$;

On vérifie la condition de rupture par cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$;

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{16.233 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.9 \text{ MPA}$$

$$\tau_u \Rightarrow \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right) = \min \left(\frac{0.20 \times 30}{1.5}; 5\text{MPA} \right) = 4\text{MPA}$$

Donc, $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

b) Espacement (St) : BAEL A.5.1, 22[1]

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_{t\max} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 16.20 \text{ cm} \\ S_{t\min} \geq 7\text{cm} \end{cases} \rightarrow \text{on pose } St = 15\text{cm}$$

Pour assurer que notre choix d'armature transversale et espacement on doit vérifier la condition ci-dessous :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq 0.40\text{MPA} \rightarrow \frac{100 \times 500}{150 \times 100} = 3.33 > 0.4 \text{ MPA} \dots CV$$

Donc la section choisie est largement vérifiée

c) Vérification des armatures longitudinales inférieures vis-à-vis de l'effort tranchant V_u

- **Appui de rive (BAEL A.5.1,312)[1] :**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u \rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1.15}{500} \times 16.233 \times 10^{-3} = 0.373 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 3 HA10 + 1 HA 10 = 3.14 \text{ cm}^2 > 0.373 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

- **Appui intermédiaire :(BAEL A.5.1,321)[1]**

$$F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{0.9d}$$

$$\text{donc : } \begin{cases} \text{si } |M_u| \geq 0.9d \times T_u \text{ les effort } T_u \text{ sont négligéable} \\ \text{si } |M_u| < 0.9d \times T_u : A_s \geq \frac{\gamma_s \cdot (|T_u| - \frac{|M_u|}{0.9d})}{f_e} \end{cases}$$

$$|M_u| = 10.49 \text{ KN.m} > 0.9 \times 0.18 \times 16.233$$

= 2.629 KN.m ... donc les efforts T_u sont négligéables

Commentaire :

Il n'y a pas de risque de cisaillement des armatures longitudinales par l'effort tranchant.

d) Vérification de la bielle : (BAEL A.5.1, 313)[1]

$$\frac{2 \times V_u}{a \times b_0} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \text{ avec } a = \min(0.9d ; (40 - 2 - c) \text{ cm}) = \min(0.9d ; (40 - 4) \text{ cm})$$

$$= 16.2 \text{ cm}$$

Ce qui donne :

$$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 = 0.4 \frac{30}{1.5} \times 0.162 \times 0.10 = 129.6 \text{ KN}$$

$V_u = 16.233 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN}$ Condition Vérifiée.

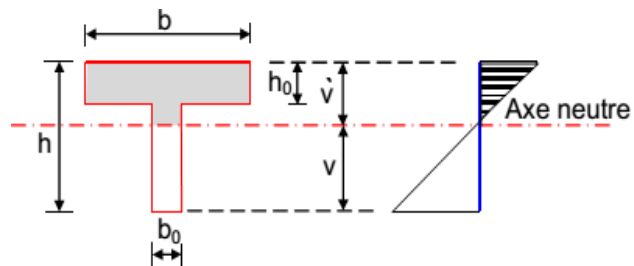
Commentaire :

Il n'y a Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

e) Condition de non fragilité :

(BAEL 91 A.4.2.1) [1]

$$v' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 h + (b - b_0) h_0]}$$



$$v' = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10)4^2}{2[10 \times 20 + (65 - 10)4]} = 5.80\text{cm}$$

$$V = h - v'$$

$$V = 20 - 5.80 = 14.190\text{cm}$$

$$I_{Gz} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 h + (b - b_0) h_0] v'^2$$

$$I_{Gz} = 10 \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{3} - [10 \times 20 + (65 - 10)4] (5.80)^2$$

$$I_{Gz} = 13711.2 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{I_{Gz}}{(d - \frac{h_0}{3})V} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{13711.2 \times 10^4}{(180 - \frac{40}{3}) 141.9} \times \frac{2.4}{500} = 0.278\text{cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \dots \dots \dots \text{CV}$$

f) Vérification de la jonction table nervure : (BAEL 91 A.5.3.2): [1]

Il existe des contraintes tangentes dans le plan de jonction verticale du débord de la table et de l'âme de la poutre. Ces contraintes ont pour valeur :

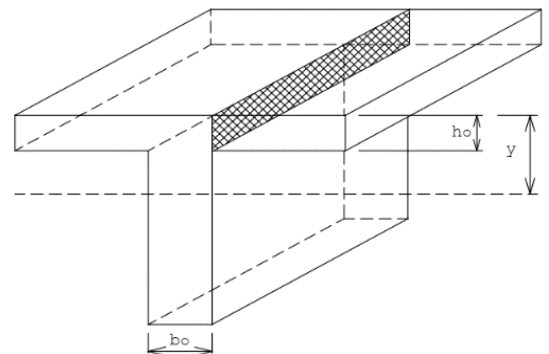
$$\tau_1^u \leq \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 4 \text{ MPA}$$

Avec :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = \frac{0.275 \times 16.233 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.65 \times 0.04 \times 0.18} \leq \bar{\tau} = 4 \text{ MPA}$$

$$\tau_1^u = 1.06 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 4 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$



Commentaire :

Il n'y a pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

➤ **Vérifications à l'ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures
- Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- Vérification de la flèche.

a. Etat limite d'ouverture de fissure

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire (**BAEL91 Art.**

B.6.3) [1]

b. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

Avec :

y : distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie

M_{ser} : le moment en ELS

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPA} \rightarrow (\text{Contrainte admissible du béton}).$$

Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = fe = 500\text{Mpa}$

➤ **position de l'axe neutre (y) :**

Pour savoir où se situera l'axe neutre y, il est nécessaire d'effectuer un premier calcul arbitraire pour déterminer le $\frac{by^2}{2} + nA_{sc}(y - d') - nA_{st}(d - y)$ signe de :

En remplaçant y par h_0 .

(cas 1) Si le signe est positif, ($y \leq h_0$) : l'axe neutre est dans la table de compression les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire (les équations ne changent pas).

$$b \cdot y \cdot \frac{y}{2} + n \cdot A_{sc} \cdot (y - d') - n \cdot A_{st} \cdot (d - y) = 0$$

Donc l'équation de moment d'inertie quadratique sera :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_{st}(d - y)^2 + nA_{sc}(y - d')^2$$

(cas 2): Si le signe est négatif, ($y > h_0$) : l'axe neutre est dans la nervure (section en T)

L'équation pour déterminer y devient :

$$\frac{by^2}{2} - \frac{(b - b_0)(y - h_0)^2}{2} + nA_{sc}(y - d') - nA_{st}(d - y) = 0$$

Donc l'équation de moment d'inertie quadratique sera :

$$I = \frac{by^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y - h_0)^3}{3} + nA_{st}(d - y)^2 + nA_{sc}(y - d')^2$$

M_{ser} : Moment max à l'ELS.

y : distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie de la homogénéisée par rapport à l'axe neutre;

$$n = 15$$

• **en travée :**

$f(h_0) = \frac{1}{2}bh_0^2 - n A_{st}(d - h_0) = 24.4 \Rightarrow f(h_0) > 0$; L'axe neutre est dans la table de compression (cas1 : $y < h_0$), les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire

➤ **La position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2}b \times y^2 + n \times (y - d') \times A'_s - n \times A_{st}(d - y) = 0$$

Avec : $n = 15$; $A'_s = 0$

$$\frac{1}{2} \times 65y^2 - 15 \times 2.36(18 - y) = 0$$

$$32.5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 289.98$$

$y = 3.91\text{cm}$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3}b \times y^3 + n \times A_{st}(d - y)^2 + n \times A'_s(d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 3.91^3 + 15 \times 2.36(18 - 3.91)^2$$

$I = 8323.051 \text{ cm}^4$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 12.903 \text{ KN.m} \\ A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \\ y = 3.91 \text{ cm} \\ I = 8323.051 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

$\sigma_{bc} = 6.06 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \dots \text{Vérifie}$

Il n'ya pas risque de fissuration du béton en compression.

• **en appui intermédiaire :**

$f(h_0) = \frac{1}{2}bh_0^2 - n A_{st}(d - h_0) = 190.3 \text{ cm} \Rightarrow f(h_0) > 0$; L'axe neutre est dans la table de compression (cas1 : $y < h_0$), les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire

$$\frac{1}{2}b \times y^2 + n \times (y - d') \times A'_S - n \times A_{St}(d - y) = 0$$

Avec : $n = 15$; $A'_S = 0$

$$\frac{1}{2} \times 65y^2 - 15 \times 1.57(18 - y) = 0$$

$$32.5y^2 + 23.55y - 423.9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 234.798$$

$$y = 3.267 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3}b \times y^3 + n \times A_{St}(d - y)^2 + n \times A'_S(d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 3.267^3 + 15 \times 1.57(18 - 3.267)^2$$

$$I = 5867.302 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} M_a = 7.6099 \text{ KN.m} \\ A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \\ y = 3.267 \text{ cm} \\ I = 5867.302 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 4.237 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \dots \text{Vérifie}$$

Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

• **en appui de rive :**

$f(h_0) = \frac{1}{2}bh_0^2 - n A_{St}(d - h_0) = 354.1 \text{ cm} \Rightarrow f(h_0) > 0$; L'axe neutre est dans la table de compression (cas 1 : $y < h_0$), les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire

➤ **La position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2}b \times y^2 + n \times (y - d') \times A'_S - n \times A_{St}(d - y) = 0$$

Avec : $n = 15$; $A'_S = 0$

$$\frac{1}{2} \times 65y^2 - 15 \times 0.79(18 - y) = 0$$

$$32.5y^2 + 11.85y - 213.3 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 166.941$$

$$y = 2.38 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b \times y^3 + n \times A_{st}(d - y)^2 + n \times A'_s(d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 2.38^3 + 15 \times 0.79(18 - 2.38)^2$$

$$I = 3013.943 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} M_a = 2.51 \text{ KN.m} \\ A_s = 0.79 \text{ cm}^2 \\ y = 2.38 \text{ cm} \\ I = 3013.943 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

- $\sigma_{bc} = 1.98 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$...Vérifie

Les résultats sont représentés dans le tableau qui suit :

Tableau III.19 : Vérification des contraintes en travées (poutrelle type 1 (terrasse)).

Calculs	Vérifications
y=3.91cm	$\sigma_{bc} = 6.06 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPA}$
I=8323.051cm ⁴	
$\sigma_{bc} = 6.06 \text{ MPA}$	

- **Aux appuis intermédiaires :**

Nous calculons de la même manière que pour la vérification des contraintes en travée, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III .20:Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires (poutrelle type 1 (terrasse)).

Calculs	Vérifications
y=3.267cm	$\sigma_{bc} = 4.237 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPA}$
I=5867.302cm ⁴	
$\sigma_{bc} = 4.237 \text{ MPA}$	

- **Aux appuis intermédiaires :**

Nous calculons de la même manière que pour la vérification des contraintes en travée, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.21 : Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires (poutrelle type 1 (terrasse)).

Calculs	Vérifications
y=2.51 cm	$\sigma_{bc} = 1.98 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPA}$
I=3013.943 cm ⁴	
$\sigma_{bc} = 1.98 \text{ MPA}$	

c. Vérification de la flèche

- Conditions de la vérification de la flèche (Article B.6.5.1) [1]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

- $$\left\{ \begin{array}{l} 1) h_t \geq \max \left(\frac{M_{t \text{ ser}}}{10 M_{0 \text{ ser}}} ; \frac{1}{16} \right) \times L; \text{ pour les poutres simplement appuyées ou continues} \\ 2) A_{t \text{ travée}} \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} \\ 3) L \leq 8. \end{array} \right.$$

On illustre comme exemple la travée ‘AB’ de la poutrelle de **type (1)** du plancher étage courant.

Avec,

h_t : Hauteur totale du plancher corps creux = 20cm ;

$M_{t \text{ ser}}$: Moment maximale en travée à l'ELS $M_{t \text{ ser}} = 12.903 \text{ KN.m}$;

Attravée: Section d'armature en travée $A_t = 2.36 \text{ cm}^2$;

L: longueur de la travée considérée : $L = 3.70\text{m}$;

$M_{0 \text{ ser}}$: Moment isostatique à l'ELS $M_{0 \text{ ser}} = 8 \text{ KN.m}$

y: position de l'axe neutre = 3.91 cm

I: Inertie de la section = 8323.051cm⁴

D'où

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) h_t \geq \max \left(\frac{12.903}{10 \times 8} ; \frac{1}{16} \right) \times 3.70 \rightarrow h_t = 20\text{cm} < 59.67 \text{ cm} \dots \dots \dots C.N.V \\ 2) A_{t \text{ travée}} \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} = 1.512 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{t \text{ tr}} = 2.36 \text{ cm}^2 > 1.512 \text{ cm}^2 C.N.V \\ 3) l = 3.70 < 8 \dots C.V \end{array} \right.$$

Étant donné que les deux premières conditions ne sont pas satisfaites ; la vérification de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : $\Delta f \leq \bar{f}$

Soit : (Article B.6.5.3) [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \\ f \text{ admissible} = \begin{cases} \frac{L}{500} \Leftrightarrow \text{pour } l \leq 5 \text{ m} \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} \Leftrightarrow \text{pour } l > 5 \text{ m} \\ \frac{L}{250} \text{ Pour les consoles avec } l \leq 2 \text{ m} \\ \frac{M_{ser} \times l^2}{10E \times I_f} \end{cases} \end{array} \right.$$

Avec,

L : porté entre nue d'appuis (CBA B.6.1.1).[2]

$$L = 3.7 - 0.4 = 3.3 \text{ m}$$

Δf : La flèche à calculer selon le **BAEL** [1] en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,...).

f_{gv} et : les flèches différées et instantanées respectivement dues aux charges permanentes totales (poids propre+revêtements+cloisons) ;

f_j : La flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre cloisons).

f_p : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons ;

g : la charge permanente après la mise des cloisons ;

p : la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation.

La flèche admissible \bar{f} pour une poutre inférieure à 5 m est de :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{330}{500} = 0.66 \text{ cm} = 6.6 \text{ mm}$$

➤ **Evaluation des moments en travée :**

On note :

$$g \text{ (total)} = (G_{\text{plancher terrasse}} + G_{\text{cloison}} + G_{\text{revetement}}) = 5.24 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$j = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloison}}) = 2.800 + 0.90 = 3.7 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$p = G_{\text{Totale}} + Q_{\text{Totale}} = 5.24 + 1.5 = 6.74 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Evaluation des charges**

$q_j = 0.65 \times 3.7 = 2.405 \text{ KN/ml}$;

$q_g = 0.65 \times 5.24 = 3.406 \text{ KN/ml}$;

$q_p = 0.65 \times 6.74 = 4.381 \text{ KN/ml}$;

➤ **Evaluation des moments**

Les moments correspondant à chaque charge sont résumés sur le tableau suivant :

$M_t = 2.009 \times q - 0.674 \times \dot{q}$ obtenu par la méthode de Caquot minorée.

q' : la charge répartie minorée ($2/3(q)$)

Tableau III.22 : Calcul des moments correspondant (poutrelle exemple).

Moments correspondant à q_j	$M_j = 2.009 \times 2.405 - 0.674 \times 1.603$	$M_j = 3.751 \text{ KN.m}$
Moments correspondant à q_g	$M_g = 2.009 \times 3.406 - 0.674 \times 2.27$	$M_g = 5.312 \text{ KN.m}$
Moments correspondant à q_p	$M_p = 2.009 \times 4.381 - 0.674 \times 2.92$	$M_p = 6.833 \text{ KN.m}$

Tableau III.23 : calcul des contraintes (poutrelles type 1 (étage)).

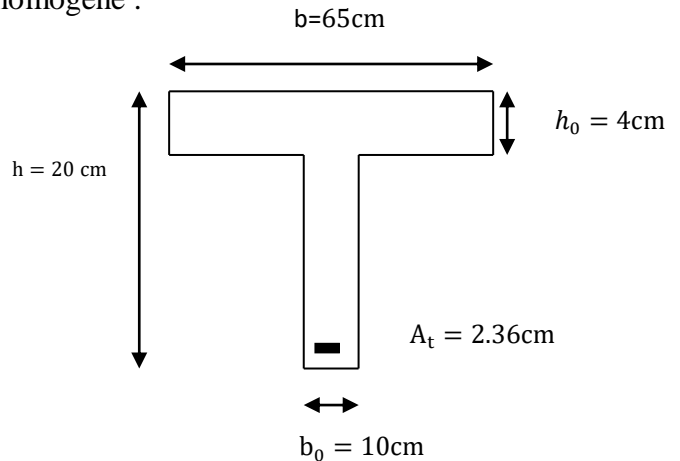
contrainte correspondante à q_j	$\sigma_j = \frac{15 M_j (d - y)}{I}$	$\sigma_j = 95.25 \text{ MPA}$
contrainte correspondante à q_g	$\sigma_g = \frac{15 M_g (d - y)}{I}$	$\sigma_g = 134.8 \text{ MPA}$
contrainte correspondante à q_p	$\sigma_{sp} = \frac{15 M_p (d - y)}{I}$	$\sigma_p = 173.51 \text{ MPA}$

➤ **Caractéristiques de la section**

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$y_g = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} \rightarrow \text{avec} \begin{cases} S_1 = b \times h_0 \\ S_2 = b_0 \times (h - h_0) \\ S_3 = 15 \times A_t \end{cases}$$

$$\text{et} \begin{cases} y_1 = \frac{h_0}{2} \\ y_2 = h_0 + \left(\frac{h-h_0}{2}\right) \\ y_3 = d \end{cases}$$



$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15A_t d}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + 15A_t} = 6.757 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0 \times y_G^3}{3} + \frac{b_0(h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + 15A_t(d - y_G)^2 + 15A_t(y_G - \frac{d}{2})^2$$

$$I_0 = 12860.62 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des moments d'inertie fissurés I_f : (BAELB.6.5.2)[1]**

$$I_f = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

➤ **Calcul des coefficients λ :**

Les coefficients λ_i et λ_v sont définis par le BAEL (article B.6.5.2) pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} \rightarrow \text{instantanée} \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \rightarrow \text{différée} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} : \text{Le pourcentage d'armature tendue} \Rightarrow \rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.0131$$

$$\Rightarrow \lambda = \begin{cases} \lambda_i = 3.721 \\ \lambda_v = 1.488 \end{cases}; \mu = \max \left\{ 0, 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right] \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 0, -21.26 \right\}$$

$$\mu = 0$$

σ_s : La contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} = 0.431 \\ \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} = 0.556 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 0.634 \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments d'inerties fictives**

Les résultats des moments d'inerties fictives sont représentés dans le tableau qui suit :

Tableau III.24 : Calcul des moments d'inerties fictives (poutrelle type 1 (RDC))

I correspondant à q_{fji}	$I_{fji} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}$	$I_{fji} = 5433.193 \text{ cm}^4$
I correspondant à q_{gi}	$I_{fgi} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}$	$I_{fgi} = 4909.727 \text{ cm}^4$
I correspondant à q_{fgv}	$I_{fgv} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$	$I_{fgv} = 7741.731 \text{ cm}^4$
I correspondant à q_{fpi}	$I_{fpi} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}$	$I_{fpi} = 4211.432 \text{ cm}^4$

➤ **Calcul des modules de déformation**

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11496.76 \text{ MPA} \rightarrow$ Module de déformation longitudinale différée du béton

➤ **Modules de déformation longitudinale différée du béton**

$E_i = 3 \times E_v = 34490.28 \text{ MPA} \rightarrow$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton. Pour ce faire le calcul de la flèche Δf est donné dans le tableau suivant :

Tableau III.25 : Vérification de la flèche (poutrelle type 1 du plancher RDC).

f_{ji}	$\frac{M_j \times l^2}{10E_i \times I_{ji}}$	2.17 mm
f_{gi}	$\frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{f_{gi}}}$	3.416 mm
f_{gv} (flèche due aux charge permanente)	$\frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{f_{gv}}}$	6.499mm
f_{pi} (la flèche due aux charges totales)	$\frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{pi}}$	5.12mm
Δf (la flèche totale)	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	5.933mm
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	6.6 mm

$\Delta f = 5.933 \text{ mm} < f_{admissible} = 6.6 \text{ mm}$

Commentaire : la flèche est vérifiée ;

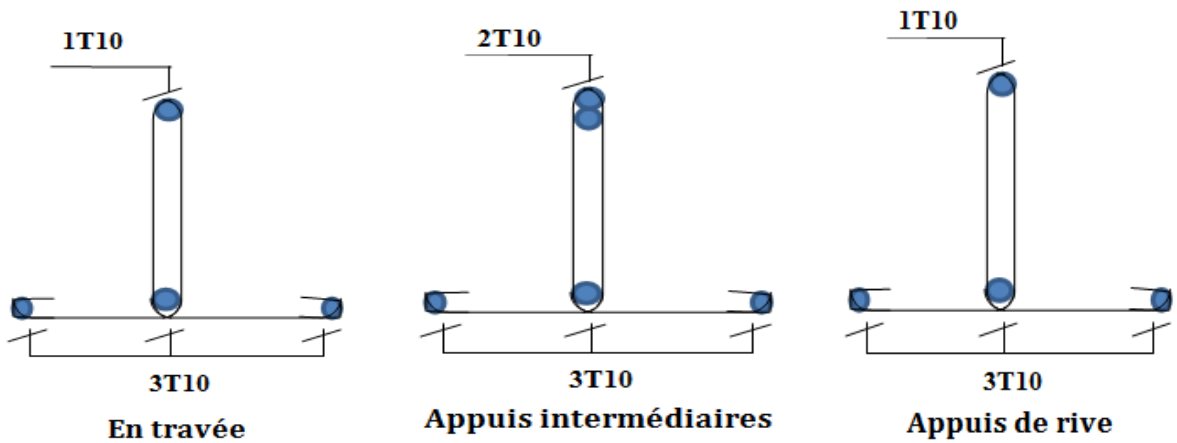


Figure III.15 : Schéma de ferrailage des poutrelles

III.4.3. Etude de la dalle de compression:

La dalle de compression est coulée sur toute la surface du plancher, avec une épaisseur de **4cm**.

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

✓ **33 cm** : dans le sens parallèle aux poutrelles.

✓ **20cm** : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

En pratique (en Algérie on considère un maillage de **20cm**)

1). Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

Si : $L_1 \leq 50$ cm

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$$

Si : $50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \times \frac{L_1}{f_e}$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 65$ cm).

$A_{\perp \text{ nervures}}$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles,

f_e : Limite élastique des aciers utilisés ($f_e = 500$ MPa).

Quadrillage de treilles soudé (TLE 400).

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \times \frac{65}{500} \longrightarrow A_{\perp \text{ nervures}} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : $St = 20$ cm.

2). Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{// \text{ nervures}} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} \longrightarrow A_{// \text{ nervures}} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$A_{//}$: diamètre parallèle aux poutrelles

$$A_{\perp} = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{//} = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont la dimension des Mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (20×20) cm^2

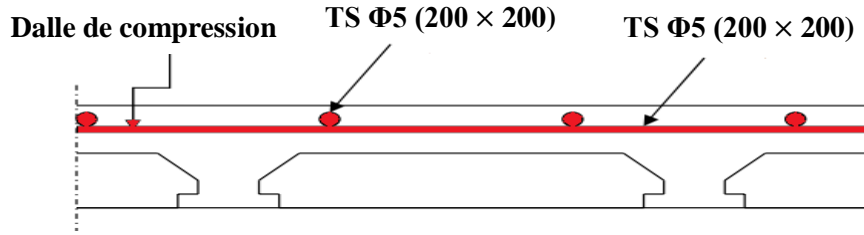
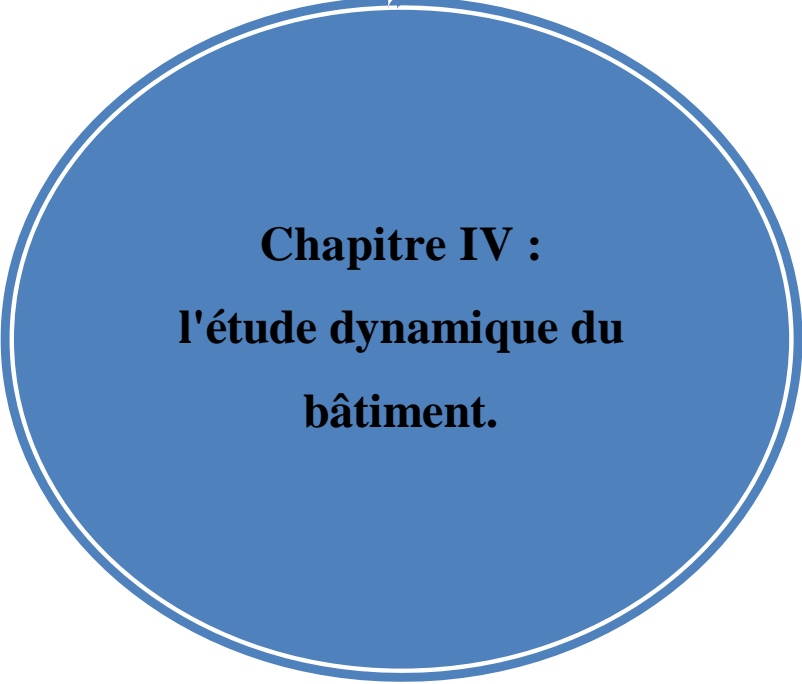


Figure III.20 : schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.5 Conclusion :

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL91/99 et le RPA99/2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrillés.



**Chapitre IV :
l'étude dynamique du
bâtiment.**

IV.1 Introduction :

Un séisme est une libération soudaine d'énergie qui se produit à l'intérieur de la terre et qui peut occasionner des dégâts considérables à cause des ondes élastiques qui se propagent depuis le foyer jusqu'à n'importe quel point de la surface.

Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices.

Les règlements parasismiques visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

En Algérie, les règles parasismiques Algériennes « **RPA 99/ V 2003** » définissent les règles ainsi que les dispositions constructives.

IV.2 l'étude sismique :

IV.2.1 Objectif de l'étude dynamique :

L'analyse dynamique de structure a pour but de connaître son comportement vibratoire en réponse à des forces d'excitations dynamiques. Cela permet d'éviter un problème de résonance ou de corriger les dimensions des éléments.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres lors de ces vibrations libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

IV.2.2 Modélisation de la structure

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel «**Autodesk Robot Structural Analysais Professional 2014**» qui contient différentes méthodes de calcul sismique.

Pour notre cas, la méthode statique équivalent n'est pas vérifiée donc on a choisie « Analyse modale spectrale » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes:

- ✓ Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- ✓ Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- ✓ Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

➤ **Présentation du logiciel de calcul (Autodesk Robot 2014)**

Robot est un logiciel dérivé de la société Autodesk. Il est destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structure, grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique, il est basé sur la méthode des éléments finis.

Ce logiciel permet de créer des structures, les calculées, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure, la dernière étape gérée par robot permet de définir la note de calcul ainsi que des plans de ferrailage. Ce logiciel offre un calcul plus étendu par rapport aux autres codes car il est avantage par l'intégration du règlement RPA et la configuration avec le règlement international BAEL.

➤ **Modélisation des éléments structuraux**

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ✓ Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
- ✓ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques à quatre nœuds.
- ✓ Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

➤ **Modélisation de la masse**

La masse de la structure est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par RPA/ version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,2$) pour un bâtiment à usage d'habitation.

La masse volumique attribuée au matériau constituant les éléments modélisée est prise égale à celle du béton armé 25KN/m^3 .

La masse des éléments non structuraux (l'acrotère et des murs extérieurs ...) a été répartie sur les poutres concernées.

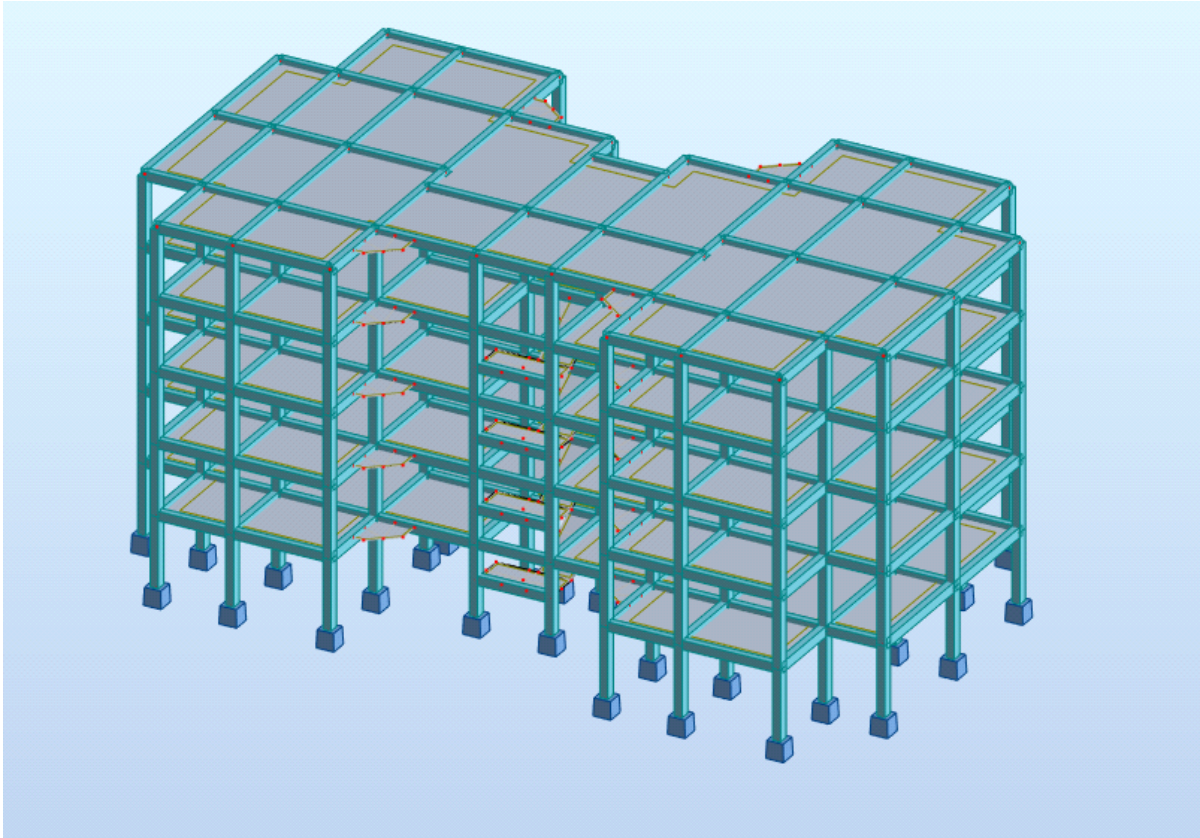


Figure IV.1: Modélisation 3D de la structure.

IV.3 Méthode de calcul :

Selon l'article 4.1.1 de RPA99, les forces sismiques peuvent être déterminées par trois méthodes :

- par la méthode statique équivalente.
- par la méthode d'analyse modale spectrale.
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.1 Méthode statique équivalente (article 4.2 du RPA99/2003) [3]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement suivant deux directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux des forces réelles.

a) Conditions d'application

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

➤ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

1) Zone I : Tous groupes

2) 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.

3) 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.

b) 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.

c) Calcul de la force sismique totale (RPA art 4, 2,3[3])

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec:

A: Coefficient d'accélération de zone.

Le coefficient d'accélération de zone dépend de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment:

Chapitre IV : L'étude dynamique du bâtiment

Tableau IV.1 : Coefficient d'Accélération de Zone 3.

/	ZONE			
	I	Ila	Ilb	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

Dans notre cas :

- Groupe d'usage 2
- Zone sismique III (Tipaza)

⇒ Donc : $A = 0.25$

R : Coefficient de comportement global de la structure.

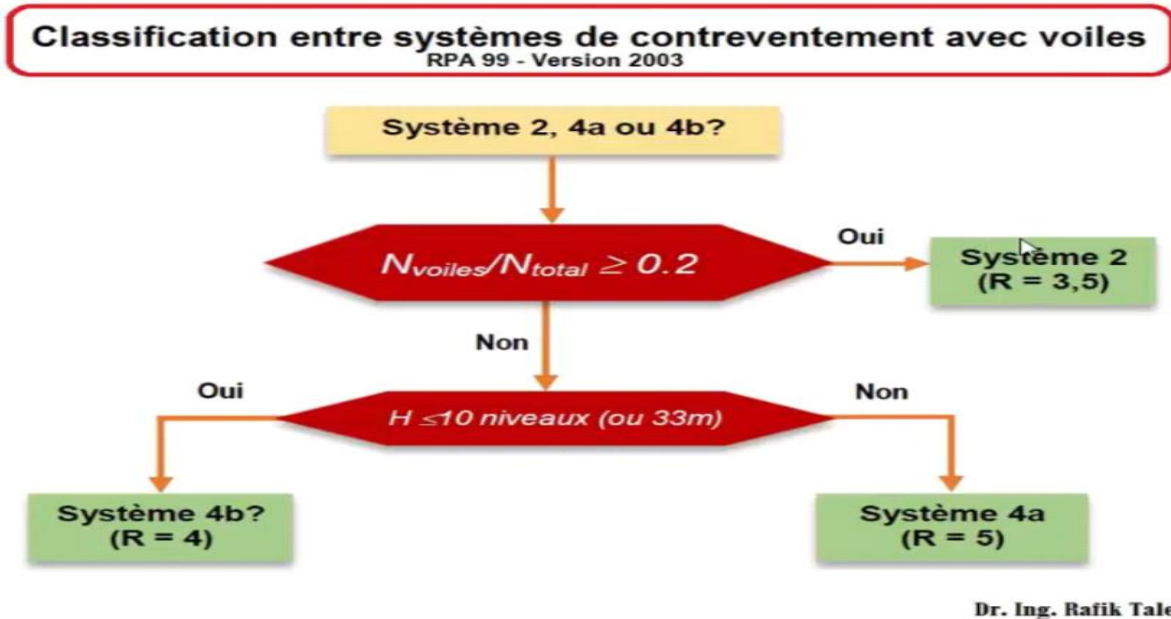
Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 du RPA99/Version 2003 [3] en fonction du système de contreventement. Pour notre structure, on a un système Voiles porteurs

Donc : $R = 3.5$

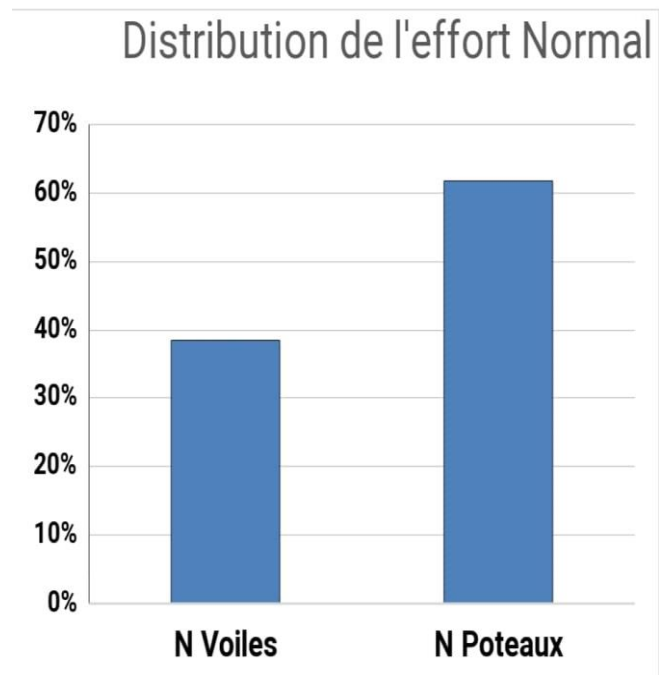
Tableau IV.2 : valeurs du coefficient de comportement R.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autos-tables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

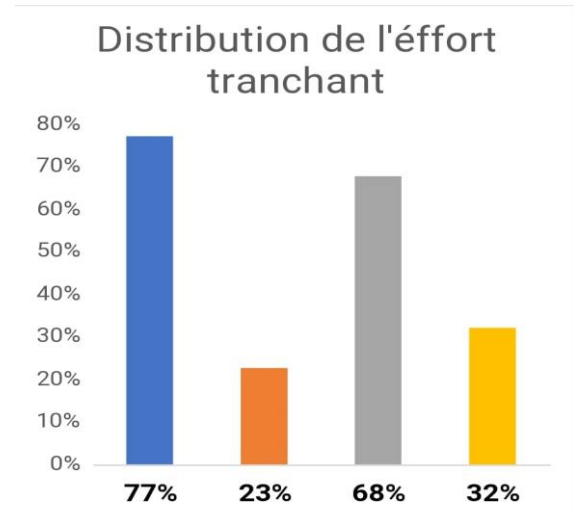
➤ Vérification du coefficient de comportement (R)



Etage	Voiles de contreventement		
	Effort tranchant		Effort normal
	Tx	Ty	N
1	1422.97	1298.86	-10115.12
2	1144.21	1043.98	-8032.48
3	793.18	691.55	-6069.89
4	499.04	418.59	-4018.38
5	169.11	64.63	-1846.22



Etage	Poteaux		
	Effort tranchant		Effort normal
	Tx	Ty	N
1	221.55	320.32	-16361.96
2	238.71	333.93	-12867.49
3	254.21	359.98	-9584.66
4	238.35	324.64	-6390.9
5	229.87	336.64	-3315.47



Donc **R= 3.5**

Q : facteur de qualité.

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q$$

P_q: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du RPA.

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	0.05
3. Régularité en plan	0.05	0.05
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	0.05	0.05
$\sum P_q$	0.25	0.25

Chapitre IV : L'étude dynamique du bâtiment

- Sens X $\rightarrow Q=1+0.25 =1.25$
- Sens Y $\rightarrow Q=1+0.25 =1.25$
- Donc on majoré le facteur de qualité et on adopte : $Q_x= Q_y= 1.25$

IV.3.2. Poids totaux de la structure « W » :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA [3].

Tableau IV.4: Valeurs du coefficient de pondération β .

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : <ul style="list-style-type: none"> • Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. • salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises Entrepôts, hangars	0.30
3	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	0.40
4	Autres locaux non visés ci-dessus	0.50
5		1.00
		0.60

Dans notre cas : $\beta = 0.20$

$$W = G + 0.2 Q = 23701.256 \text{ KN}$$

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).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA.

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. ξ est donné par le tableau (4-1) présenté ci-après.

Tableau IV.5: 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	

D'après le Tableau $\xi = 8,5$ %

Donc : $\xi = 8,5$ % $\rightarrow \eta = 0,816 > 0,7$

d) Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99 version 2003[3].

$$T = T_{\min} \quad T = C_T h_N^{3/4}$$

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'à dernier niveau (N).

$$h_N = 15,50 \text{ m}$$

Chapitre IV : L'étude dynamique du bâtiment

C_t : coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA.

$$C_T = 0.050$$

Tableau IV.6: Les valeurs du coefficient C_T .

Cas	Système de contreventement	C_t
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0.075
2		
3	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0.05

➤ Période caractéristique associée à la catégorie de site.

➔ T_1, T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

Tableau IV.7: Valeurs des périodes caractéristiques T_1, T_2 .

Site	S1	S2	S3	S4
T_1 sec	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2 sec	0.30	0.40	0.50	0.70

⇒ Sol meuble ⇒ site 3 donc $T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,50$ sec.

➤ Calcul de période fondamentale de la structure T :

$$T = C_t \cdot h_N^{3/4}$$

Dans notre cas : $C_T = 0.050$; $h_N = 15.50$ m

Donc :

Direction X :

- $T = C_t \cdot h_N^{3/4} = 0.05 \cdot 15.50^{3/4} = 0.39$ s

- $T = 0.09 h_N / x \dots \dots dx = 32.60$ m

$$0.09 \cdot 15.50 / x = 0.25$$
s

** T empirique = min (1;2) = 0.25 s

* T empirique = 0.33 s

T analytique = 0.32 s

Direction Y :

- $T = Ct \cdot hn^{3/4} = 0.05 \cdot 15.50^{3/4} = 0.39s$

- $T = 0.09hn/y \dots dY = 18.95 \text{ m}$

$$0.09 \cdot 15.5/y = 0.32 \text{ s.}$$

** T empirique = 0.32 s.

*T empirique = 0.41 s.

T analytique = 0.35 s.

Calcul facteur d'Amplification D :

T_1 et T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7).

$S_3 \Rightarrow T_1 = 0.15$ et $T_2 = 0.5$ on obtient :

La condition $T \leq T_2$

Sens X : **D = 1.632**

Sens Y : **D = 1.632**

IV.3.3.verification de l'effort tranchant a la base :

La résultante des forces sismique 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 équivalente V pour une valeur de la période Fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$ Avec :

$V_{\text{dynamique}}$: la résultante des forces sismique à la base.

V_{statique} : la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

Si : $V_{\text{dynamique}} < 0.80 V_{\text{statique}}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Le Déplacements, moment,) Dans le rapport $0.8 V_{\text{statique}}/V_{\text{dynamique}}$.

- **Calcul de l'effort sismique totale « V » :**

- Sens x :

$$V_x = V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \Rightarrow V_x = \frac{0.25 \times 1.632 \times 1.25}{3.5} \times 23701.256$$

$$\Rightarrow V_x = 3453.61 \text{ KN}$$

$$0.8V_x = \mathbf{2762.88 \text{ KN}}$$

• Sens Y :

$$V_y = V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \Rightarrow V_y = \frac{0.25 \times 1.632 \times 1.25}{3.5} \times 23701.256$$

$$\Rightarrow V_y = 3453.61 \text{ KN}$$

$$0.8V_y = \mathbf{2762.88 \text{ KN}}$$

Tableau IV.8: Centre de gravite et centre de rigidité

	Cg-Cr[m] x-x	Cg-Cr[m] y-y	0.05 Lx [m]	0.05 Ly[m]	
RDC	0.000	0.077	1.615	0.925	CV
1	0.001	0.047	1.615	0.925	CV
2	0.001	0.046	1.615	0.925	CV
3	0.001	0.045	1.615	0.925	CV
4	0.000	0.029	1.615	0.925	CV

IV. 4 Méthode dynamique modale spectrale

a) Principe de la méthode dynamique modale spectrale

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

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, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

- 1) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté 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).

- 2) Pour les structures régulières ou non régulières comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastres à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- 3) 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.
- 4) 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).
- 5) 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.

c) **Spectre de calcul:** L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

Comme il est indiqué dans l'article : 4.3.3 du RPA 99 / version 2003.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

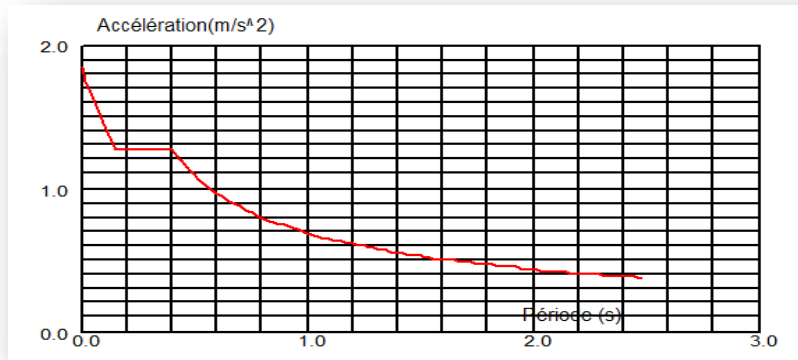
Pour notre étude le spectre de reponse étant intégrée dans le logiciel robot structural analysais avec lequel nous avons modélisé la structure, les données correspondantes à notre projet sont :

- La zone III.
- Groupe d'usage 2.
- Facteur de qualité ($Q_x=Q_y=1.2$).
- Coefficient de comportement global de la structure $R=3.5$.
- Site meuble S3.
- Le pourcentage d'amortissement critique $\zeta= 8.5$.

Chapitre IV : L'étude dynamique du bâtiment

Pour notre étude de ce projet le spectre de réponse est donné par le logiciel.

❖ Représentation graphique du spectre de réponse :



FigureIV.2: Diagramme de spectre de réponse.

➤ Disposition des voiles de contreventement

Cette étape elle dépend des résultats modales avant de mettre les voiles pour avoir une idée de la déformation de la structure (torsion, translation suivant x et y) et de la période des modes principaux (x) et (y), toujours on essayer d'éliminer la torsion dans les deux premiers modes et diminuer les périodes suivant x et y et on approche le centre de rigidité vers le centre de gravité.

Tableau IV.9: Le comportement de la structure sans voiles

mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0.67	79.98	0.02	79.98	0.02	2120335.73
2	0.59	80.05	80.49	0.08	80.46	2120335.73
3	0.57	81.95	81.24	1.90	0.75	2120335.73
4	0.22	92.33	81.24	10.38	0.00	2120335.73
5	0.19	92.34	91.96	0.00	10.72	2120335.73
6	0.18	92.42	92.00	0.08	0.04	2120335.73
7	0.12	96.41	92.00	3.99	0.00	2120335.73
8	0.10	96.41	95.85	0.00	3.84	2120335.73
9	0.10	96.41	96.05	0.00	0.20	2120335.73
10	0.10	96.42	96.11	0.01	0.06	2120335.73

- Avec les voiles :
- **La première disposition** : Pour obtenir la raideur maximale à la torsion d'ensemble, il faut que les éléments susceptibles de donner la raideur torsionnelle à la structure soient portés le plus possibles vers le pourtour de la construction.

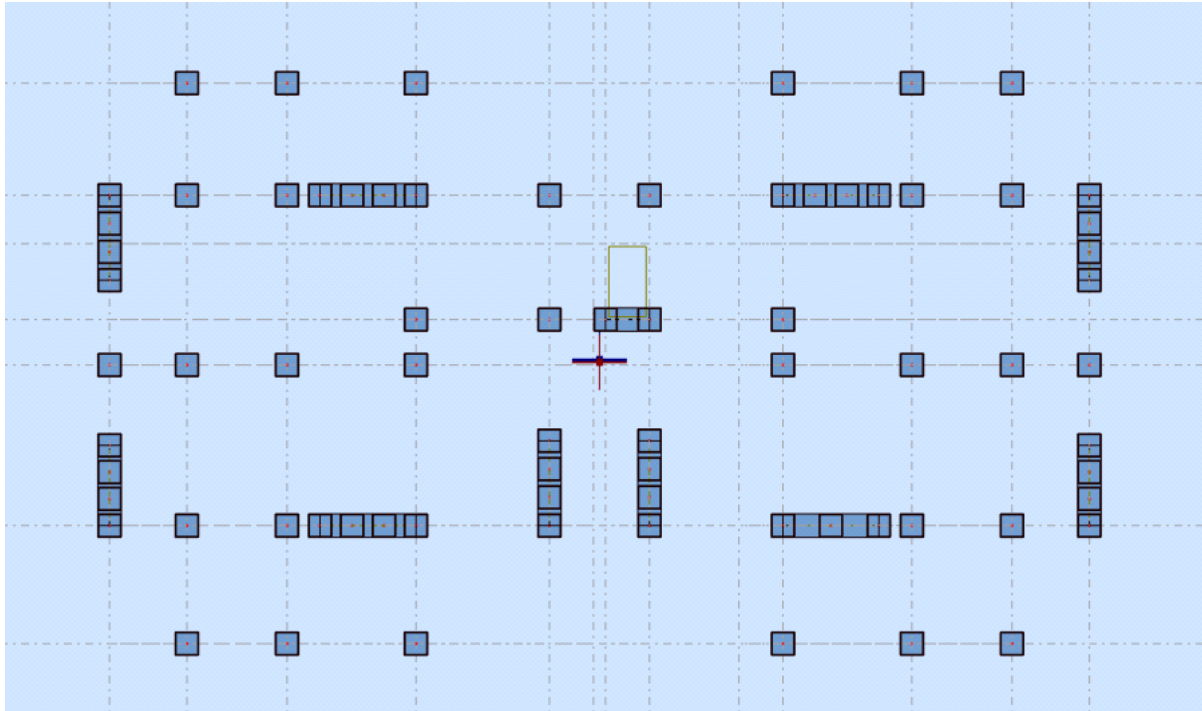
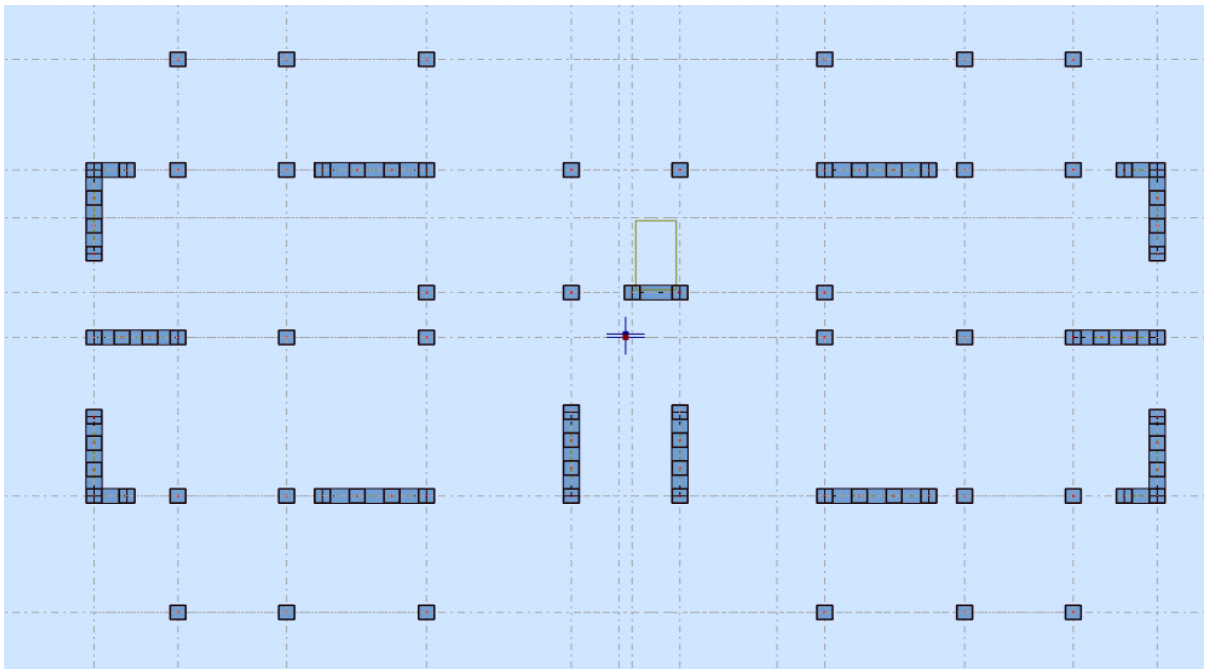


Tableau IV.10: Le comportement de la structure avec voiles
La première disposition

mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0.36	1.14	70.33	1.14	70.33	2346291.83
2	0.36	71.84	71.47	70.70	1.14	2346291.83
3	0.30	71.97	71.47	0.14	0.00	2346291.83
4	0.10	89.93	71.47	17.96	0.00	2346291.83
5	0.09	89.93	88.94	0.00	17.47	2346291.83
6	0.08	89.93	88.94	0.00	0.00	2346291.83
7	0.08	89.94	88.94	0.01	0.00	2346291.83
8	0.07	89.96	88.94	0.01	0.00	2346291.83
9	0.06	89.96	88.94	0.00	0.00	2346291.83
10	0.06	89.96	88.94	0.00	0.00	2346291.83

• **La deuxième disposition :**



**Tableau IV.11: Le comportement de la structure avec voiles
La deuxième disposition**

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0.34	0.00	71.30	0.00	71.30	2416855.49
2	0.31	70.52	71.30	70.52	0.00	2416855.49
3	0.27	70.71	71.30	0.19	0.00	2416855.49
4	0.08	70.71	89.00	0.00	17.70	2416855.49
5	0.08	86.31	89.00	15.59	0.00	2416855.49
6	0.08	86.31	89.00	0.00	0.00	2416855.49
7	0.08	88.85	89.00	2.55	0.00	2416855.49
8	0.07	88.87	89.00	0.01	0.00	2416855.49
-	-	-	-	-	-	-
52	0.04	91.65	94.28	0.00	4.99	2416855.49

- **Remarques :**

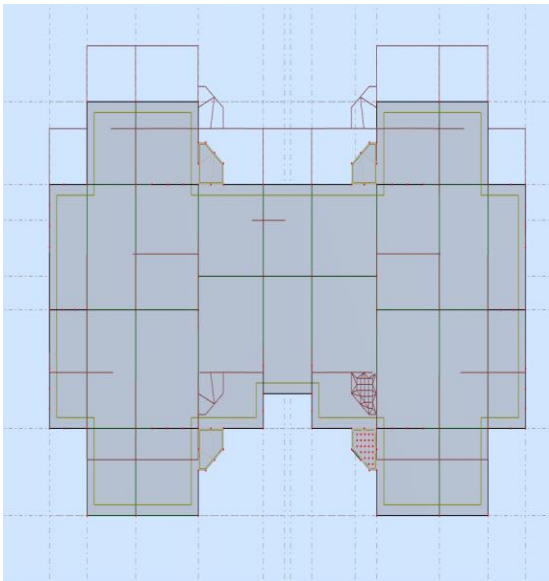
1°/ Ce modèle présente une période fondamentale $T_x = 0,32$ s $T_y = 0,35$ s

2°/ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation

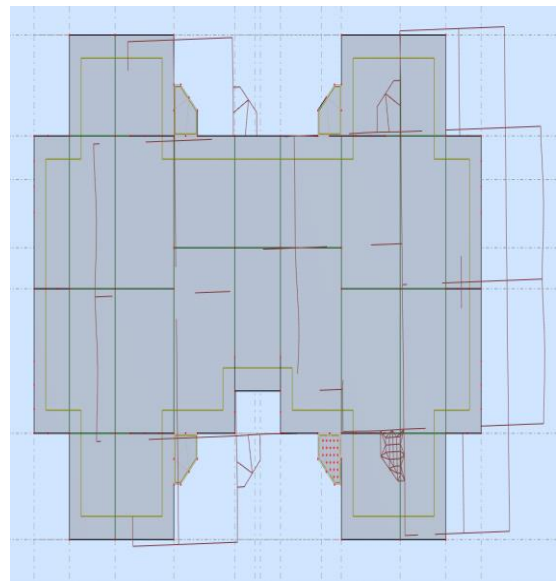
3°/ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

4°/ On doit retenir les 52 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

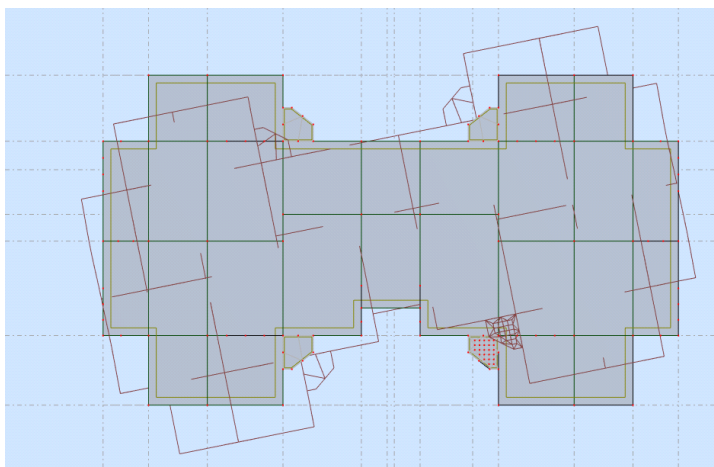
Mode 01 : translation selon y-y. $T=0.34$ s



Mode 02 : translation selon x-x. $T= 0.31$ s



Mode 03:Rotation selon z-z. $T= 0.27$ s



IV.5 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003

IV.5.1 Vérification de l'effort tranchant à la base

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003[3], qui stipule que 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 sismiques déterminée par la méthode statique équivalente. $V_{statique}$

$$V_{dynamique} = \frac{A \times Q \times D \times \alpha}{R} \times W$$

On doit vérifier que $V_{dynamique} \geq 0.8 V_{statique}$

Avec :

$V_{dynamique}$: L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale).

Si $V_{dynamique} < 0.8V_{statique}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le

rapport : $\frac{0.8V_{statique}}{V_{dynamique}}$

Les Résultats d'action sismique à la base trouvée par logiciel ROBOT dans les deux sens :

Tableau IV.12 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

Les sens	$0.8V_{statique}$ (KN)	$V_{dynamique}$ (KN)	$V_{dynamique} > 80\%$ $V_{statique}$
Suivant X	2762.88	3968.42	Condition vérifiée
Suivant Y	2762.88	4011.30	Condition vérifiée

IV.5.2 Vérification des déplacements latéraux inter étages :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit

nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01he$

Où : he représente la hauteur de l'étage.

Avec:

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y$, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y$, δ_{eK}^y)

Tableau IV.13: Vérification des déplacements inter étages du bloc.

Etage	R	$\delta_{ek}(\mathbf{x})$ ×R	$\delta_{ek}(\mathbf{y})$ ×R	$\Delta_K(\mathbf{x}) \times R$	$\Delta_K(\mathbf{y}) \times R$	Δ_K (cm)	Observation
RDC	3.5	0.257	0.303	0.257	0.303	3.10	Vérifier
1	3.5	0.727	0.872	0.470	0.570	3.10	vérifier
2	3.5	1.281	1.533	0.554	0.661	3.10	vérifier
3	3.5	1.837	2.188	0.556	0.655	3.10	vérifier
4	3.5	2.357	2.790	0.520	0.602	3.10	vérifier

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.**

Les effets du 2^o ordre (ou effet $P-\Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \quad \text{"RPA99 version 2003" [3]}$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K : Hauteur de l'étage "K"

Chapitre IV : L'étude dynamique du bâtiment

- Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, Les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o

ordre par le facteur $\frac{1}{1 - \theta_k}$

- Si $\theta_k > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec:

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.14: Vérification de l'effet P- Δ selon le sens X-X.

Etage	P kn	ΔX m	VX kn	H m	θX	Vérification
RDC	23701.26	0.00242	3968.41	3.10	0.00466239	OK
1	18725.36	0.00443	3571.31	3.10	0.00749281	OK
2	14075.28	0.00521	2853.47	3.10	0.0082901	OK
3	9424.88	0.00523	2025.40	3.10	0.00785064	OK
4	4771.31	0.00489	1108.77	3.10	0.00678802	OK

Tableau IV.15: Vérification de l'effet P- Δ selon le sens Y-Y.

Etage	P kn	ΔY m	VY kn	H m	θY	Vérification
RDC	23701.26	0.00181	4011.23	3.10	0.00549083	OK
1	18725.36	0.00384	3575.81	3.10	0.00906579	OK
2	14075.28	0.00492	2847.11	3.10	0.0098972	OK
3	9424.88	0.00548	2037.27	3.10	0.00924664	OK
4	4771.31	0.00556	1106.31	3.10	0.00785689	OK

- **Remarque :**

On voit bien que la condition est largement satisfaite, donc l'effet P- Δ n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

IV.6 Effort normal réduits :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brut) de cette dernière.

f_{c_j} : est la résistance caractéristique du béton.

Pour calculer l'effort normal « N_d » selon le CBA [2], (l'Article B.8.2.2) pour un poteau soumis aux charges dues à la pesanteur et au séisme: "Les combinaisons d'action à considérer sont celles données par les RPA." Les combinaisons du RPA pour un ouvrage avec des voiles (mixte) sont connues :

✓ **Vérification d'effort normal réduit des poteaux**

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Tableau IV.16: Vérification d'effort normal réduit des poteaux.

poteau	Nd (KN)	Bc m ²	Fc28	V	observation
35 ×45	1148.70	0.1575	30	0.243	C. V

IV. 7 Vérification au renversement :

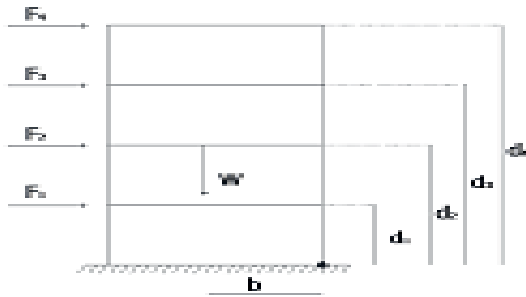
Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

La vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Donc il faut vérifier que:

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

Chapitre IV : L'étude dynamique du bâtiment



Mr: moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum V_i \times h_i$$

Ms: moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L / 2$$

W: le poids total de la structure.

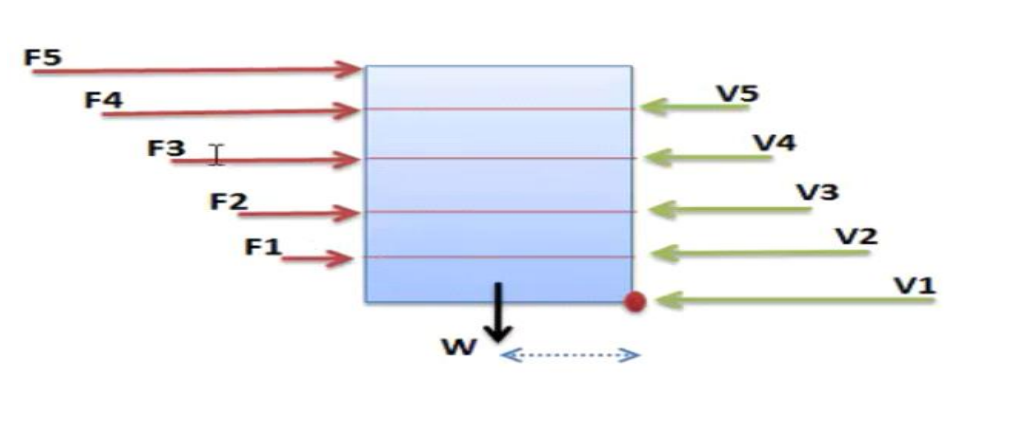


Tableau IV.17: Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (x).

ETAG E	Vx (KN)	fx	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)	Vérification
RDC	3968.4	397.1	3.1	23701.256	16.22	1231.01	384434.3723	OK
1	3571.3	717.84	6.2			4450.608		OK
2	2853.4	828.07	9.3			7701.051		OK
3	2025.4	916.63	12.4			11366.212		OK
4	1108.7	1108.77	15.5			17185.935		OK

- **Verifications**

$M_R = 41934.816 \text{ KN}$

$M_S = 384434.3723 \text{ KN}$

- $\frac{M_S}{M_R} = 9.17 \geq 1.5 \dots \dots \dots$ La condition est vérifiée.

Tableau IV.18: Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y).

ETAG E	Vy (KN)	fy	h (m)	W (KN)	Yg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)	Vérification
RDC	4011.2 3	435.42	3.1	23701.256	9.18	1349.802	217577.5301	OK
1	3575.8 1	728.7	6.2			4517.94		OK
2	2847.1 1	809.84	9.3			7531.512		OK
3	2037.2 7	930.96	12.4			11543.904		OK
4	1106.3 1	1106.31	15.5			17147.805		OK

- **Verifications**

$M_R = 42090.963 \text{ KN}$

$M_S = 217577.5301 \text{ KN}$

- $\frac{M_S}{M_R} = 5.17 \geq 1.5 \dots \dots \dots$ La condition est vérifiée.

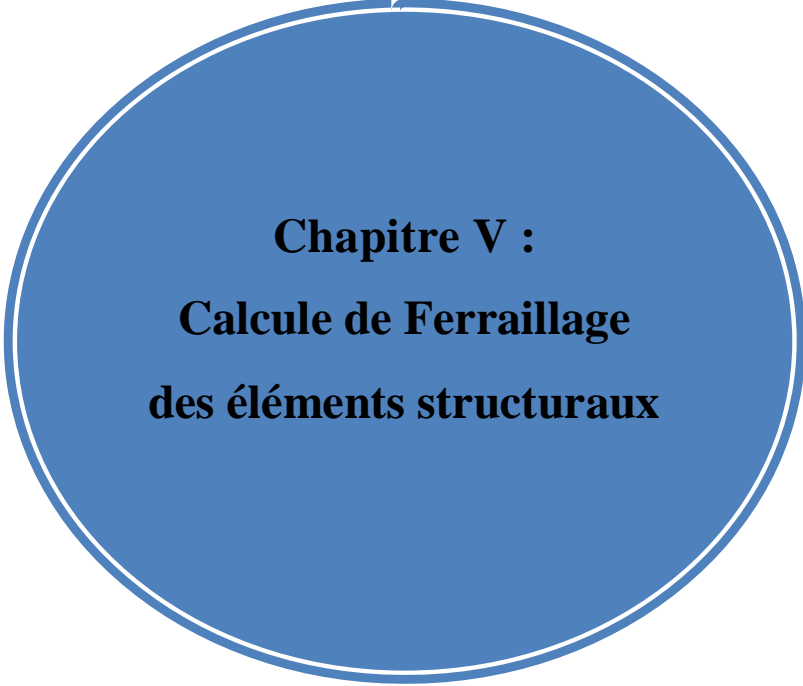
⇒ La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

IV. 8 Conclusion

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du RPA99/Version 2003, car l'aspect architectural a été un véritable obstacle pour la disposition des voiles.

Dimensions finales des différents éléments :

- Les voiles : $e = 20 \text{ cm}$.
- Les poutres : Poutre principale: (30x45)
Poutre secondaire: (30x40).
- Les poteaux : RDC et étage courant: (35x45).



Chapitre V :
Calcul de Ferrailage
des éléments structuraux

V.1 Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du portique le plus défavorable et sous différentes sollicitations. Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

➤ **Poteaux :** Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations.

Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée.

➤ **Poutres :** Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Robot Structural Analysis 2014), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

V.2 Les poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux

Le calcul des poutres est effectué pour chaque axe en fonction des moments maximums en travée et en appui, les calculs seront donc faits en flexion simple à partir du règlement BAEL 91 ; puis, on se rapportera au règlement du RPA 99 V 2003 pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

- **Combinaison fondamentale :** BAEL 91[1]
E.L.U : $1,35G + 1,5Q$
E.L.S : $G + Q$
- **Combinaison accidentelle :** RPA 99 V 2003[3]

$$\begin{cases} G + Q \mp E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

Pour les combinaisons accidentelles et fondamentales, on prend les moments maximums et on vérifie avec la combinaison ELS.

Concernant notre structure, nous avons deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales (30 × 45).
- Poutres secondaires (30 × 40).

V.2.1 Recommandation du RPA99/Version 2003 [3]

a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton,
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b) Armatures transversales :(RPA) [3]

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :
$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \varnothing_l \right)$ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre des armatures longitudinales \varnothing_l à prendre est le plus petit diamètre utilisé et dans le cas d'une section en travée avec des 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 de l'appui ou de l'encastrement.

Commentaire :

Nous avons constaté que les sollicitations obtenue pour la poutre secondaire est importante par rapport à celle de la poutre principale.

Pour ce faire, en utilisant le logiciel Etabs nous avons pu analyser les sollicitations obtenues pour toutes les poutres de la structure, à partir de là nous avons constaté que les sollicitations

maximales sont relatives aux poutres associées aux voiles (B51, B28, B26) et des poutres qui portent des escaliers (B45 ; B40). Afin de respecter le critère économie, nous allons ferrailer les poutres secondaires associées aux voiles et qui portent les escaliers séparément aux poutres non associées aux voiles pour diminuer la section d'armature.

V.2.2. Ferrailage des poutres :

V.2.2.1. Poutre principale :

a) Les armatures longitudinales

Les sollicitations obtenues pour les différentes combinaisons sont données par le logiciel robot 2014.

Tableau V.1: Sollicitations de la poutre principale.

section	ELU (KN.m)		ELS (KN.m)		G+Q+E (KN.m)		0.8G+E (KN.m)	
	M_t	M_a	M_t	M_a	M_t	M_a	M_t	M_a
30x45	131.06	-117.65	47.89	-85.92	47.01	-121.05	32.83	-115.22

❖ **Ferrailage en travée**

$$M_{t \max} = 131.06 \text{ KN.m}$$

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 45 \text{ cm} \quad d = 0.9 \times h = 0.9 \times 45 = 40.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2f_{bu}} = \frac{131.06 \times 10^6}{300 \times 40.5^2 \times 17} = 0.1566$$

$$\mu_{bu} = 0.1566 \leq \mu_l = 0.391 \quad A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0.1566)}) = 0.214$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 40.5(1 - 0.4 \times 0.214) = 37.0332 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{131.06 \times 10^6}{37.0332 \times \frac{500}{1.15}} = 813.967 \text{ mm}^2 \rightarrow A_t = 8.139 \text{ cm}^2$$

On adopt: 6HA14 = 9.24cm²

❖ **Ferrailage en appui**

$$M_{a \max} = -121.05 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2f_{bu}} = \frac{121.05 \times 10^6}{300 \times 40.5^2 \times 17} = 0.144$$

$$\mu_{bu} = 0.144 \leq \mu_l = 0.391 \quad A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0.144)}) = 0.195$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 40.5(1 - 0.4 \times 0.195) = 37.341 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{121.05 \times 10^6}{373.41 \times \frac{500}{1.15}} = 745.60 \text{ mm}^2 \rightarrow A_t = 7.456 \text{ cm}^2$$

On adopt: 6HA14 = 9.24cm²

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 30 = 2.4 \text{ MPA}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 300 \times 405 \times \frac{2.4}{500} = 134.136 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{\min} ; A_{\text{calcul}}) = \max (1.34 ; 7.456) = \dots \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.456 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots \text{ CV}$$

❖ **Armatures minimales :(RPA A.7.5.2.1)[3]**

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% (30 \times 45) = 6.75 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures maximales : (RPA A.7.5.2.1) [3]**

Zone courante : $A_{\max} = 4\% (b \times h) = 54 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% (b \times h) = 81 \text{ cm}^2$

b) Calcul du ferrailage transversal :

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91) :

$$\phi_t \leq \min (h / 35 ; b / 10 ; \phi_l)$$

Avec :

ϕ_l : diamètre minimale des armatures longitudinal de la poutre.

$$\phi_t \leq \min (45 / 35 ; 30 / 10 ; 1.4)$$

$$\phi_t \leq \min (1.285 ; 3 ; 1.4)$$

$$\phi_t = 1.28 \text{ cm} \text{ Donc on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow A_t = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier).}$$

❖ **Calcul de l'espacement :**

➤ **Selon BAEL91[1]**

L'espacement des armatures transversales S_t est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent:

$$S_{t1} = \min (0.9h; 40\text{cm}) = \min (0.9 \times 45; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = \frac{A_t \times f_e}{0.4 b} = \frac{2.01 \times 500}{0.4 \times 30} = 83.75 \text{ cm}$$

$$S_{t3} = \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 500}{30 \times 1.15 (0.456 - 0.3 \times 2.4)} = 46.48 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) \rightarrow S_t = 40 \text{ cm}$$

➤ **Selon le RPA99 V2003 [3]:**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_1 \right) = \min \left(\frac{45}{4} ; 12 \times 1.4 \right) = 11.25 \text{ cm. dans la zone nodale :} \\ \text{en dehors de la zone nodale: } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.50 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 10 \text{ cm zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm zone courante} \end{array} \right.$$

❖ **La section minimale des armatures transversales :**

$$A_{t_{min}} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t = 4T8=2.01 \text{ cm}^2 (\text{un cadre et un étrier}).$$

❖ **La longueur minimale de recouvrement :**

$$L_r = 50 \times \phi_1 = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm.}$$

Tableau V.2: Ferrailage des poutres principales.

Désignation	M (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ_{bu}	α	Z (mm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Travée	131.06	300	405	0.0783	0.10	388.8	3.8765	1.34	6HA14= 9.24cm ²
Appuis	-121.05	300	405	0.144	0.195	373.41	7.456	1.34	6HA14= 9.24cm ²

➤ **les Vérifications de la Poutres principales :**

a) **Vérification des contraintes tangentielles :**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{55.51 \times 10^3}{300 \times 405} = 0.456 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) (\text{F.P.P}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.456 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Vérification à l'ELS :

✓ A l'état limite d'ouvertures des fissures : Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

✓ A l'état limite de compression du béton : La fissuration est peu préjudiciable donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

On doit vérifier que :

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

Avec :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

En travée:

• Le moment statique :

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

Avec :

$$\eta = 15 \text{ (d'après le BAEL)}$$

$$A_s = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$d = 40.5 \text{ cm}$$

$$\frac{300 \times y^2}{2} - 15 \times 471 \times (405 - y) = 0$$

$$150y^2 - 2861325 + 7065y = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \quad \rightarrow \quad \sqrt{\Delta} = 42032.24$$

$$y_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -163.65 \text{ mm}$$

$$y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 116.55 \text{ mm}$$

Donc on adopte : $y = y_2 = 116.55 \text{ mm}$

• Le moment d'inertie :

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

$$I = \frac{300 \times 116.55^3}{3} + 15 \times 471 (405 - 116.55)^2$$

$$I = 746152422.3 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{47.89 \times 10^6}{746152422.3} \times 116.55$$

$$\sigma_{bc} = 7.48 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 7.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

En appuis :

• **Le moment statique :**

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

Avec :

$$\eta = 15 \text{ (d'après le BAEL)}$$

$$A_s = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$d = 40.5 \text{ cm}$$

$$\frac{300 \times y^2}{2} - 15 \times 924 \times (405 - y) = 0$$

$$150y^2 - 5613300 + 13860y = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \quad \rightarrow \quad \sqrt{\Delta} = 59666.40$$

$$y_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -245.08 \text{ mm}$$

$$y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 152.62 \text{ mm}$$

Donc on adopte : $y = y_2 = 152.62 \text{ mm}$

• **Le moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{300 \times 152.62^3}{3} + 15 \times 924 (405 - 152.62)^2$$

$$I = 882837170.6 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{85.92 \times 10^6}{882837170.6} \times 152.62$$

$$\sigma_{bc} = 14.85 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 14.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$

Les résultats trouvés en travée et sur appui sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.V.3: Vérification des contraintes (PP) à l'ELS.

	$M_{ser}(\text{kN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{mm})$	$I(\text{mm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
travée	47.89	4.71	116.55	746152422.3	7.48	Vérifié
Appuis	- 85.92	9.24	152.62	882837170.6	14.85	e

c) **Vérification de la flèche :** (CBA article B.6.5.1) [2]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées:

Avec : $A_{stt} = 4.71 \text{ cm}^2$ $h=0.45 \text{ m}$ et $l=5.60 \text{ m}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.080 > 0.0625 \dots \dots \dots c.v \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad 0.080 > 0.075 \dots \dots \dots c.v \\ \frac{A_{s\text{ app}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0038 < 0.0084 \dots \dots \dots c.v \end{array} \right.$$

Donc : pas de risque de flèche.

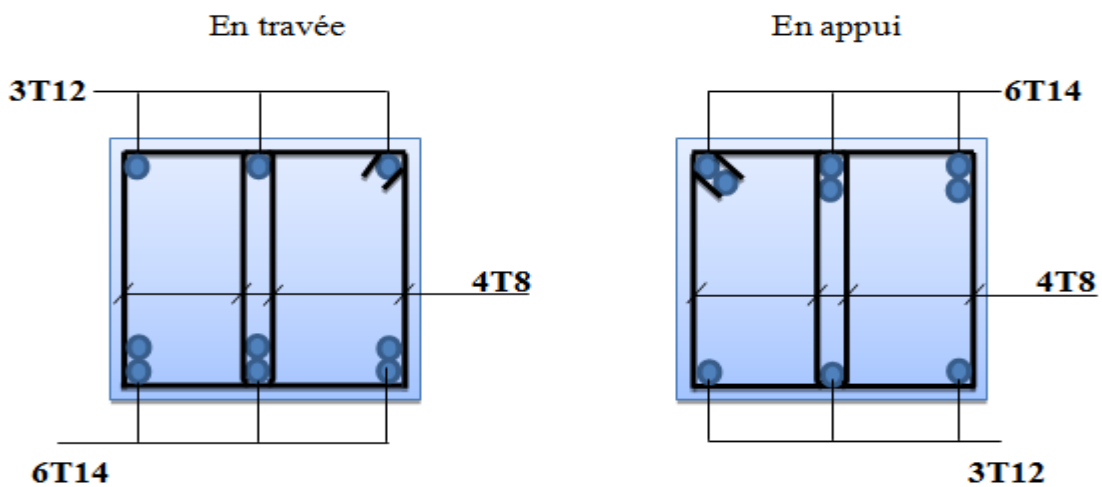


Figure V.1: Schéma de ferrailage des poutres principales.

V.2.2.2. Poutre secondaire :

a) Les armatures longitudinales

Les sollicitations obtenues pour les différentes combinaisons sont données par le logiciel robot 2014.

Tableau V.4: Sollicitations de la poutre secondaire .

section	ELU (KN.m)		ELS (KN.m)		G+Q+E (KN.m)		0.8G+E (KN.m)	
	M_t	M_a	M_t	M_a	M_t	M_a	M_t	M_a
30×40	57.12	-59.91	41.55	-43.60	101.74	-2.71	5.03	- 111.36

❖ **Ferrailage en travée**

$$M_{t \max} = 101.74 \text{ KN.m}$$

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 45 \text{ cm} \quad d = 0.9 \times h = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2f_{bu}} = \frac{101.74 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 17} = 0.153$$

$$\mu_{bu} = 0.153 \leq \mu_l = 0.391 \quad A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0.153)}) = 0.208$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 360(1 - 0.4 \times 0.208) = 330.048 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{101.74 \times 10^6}{330.048 \times \frac{500}{1.15}} = 708.99 \text{ mm}^2 \rightarrow A_t = 7.0899 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA14 = 9.24 cm²

❖ **Ferrailage en appui**

$$M_{a \max} = -111.36 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2f_{bu}} = \frac{111.36 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 17} = 0.168$$

$$\mu_{bu} = 0.168 \leq \mu_l = 0.391 \quad A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0.168)}) = 0.231$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 360(1 - 0.4 \times 0.231) = 326.736 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{111.36 \times 10^6}{326.736 \times \frac{500}{1.15}} = 783.8 \text{ mm}^2 \rightarrow A_t = 7.838 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA14 = 9.24 cm²

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 30 = 2.4 \text{ MPA}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.4}{500} = 119.232 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{\min} = 1.192 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_{\text{calcul}}) = \max(1.192; 7.838) = 7.838 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.838 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.192 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

❖ **Armatures minimales : (RPA A.7.5.2.1) [3]**

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures maximales : (RPA A.7.5.2.1) [3]**

Zone courante : $A_{\max} = 4\% (b \times h) = 48 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% (b \times h) = 72 \text{ cm}^2$

b) Calcul du ferrailage transversal :

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91) :

$$\phi_t \leq \min(h/35; b/10; \phi_l)$$

Avec :

ϕ_l : diamètre minimale des armatures longitudinal de la poutre.

$$\phi_t \leq \min(40/35; 30/10; 1.4)$$

$$\phi_t \leq \min(1.142; 3; 1.4)$$

$$\phi_t = 1.142 \text{ cm} \text{ Donc on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier).}$$

❖ **Calcul de l'espacement :**

➤ **Selon BAEL91 [1]**

L'espacement des armatures transversales S_t est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent:

$$S_{t1} = \min(0.9h; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 40; 40 \text{ cm}) = 36 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = \frac{A_t \times f_e}{0.4 b} = \frac{2.01 \times 500}{0.4 \times 30} = 83.75 \text{ cm}$$

$$S_{t3} = \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 500}{30 \times 1.15 (0.513 - 0.3 \times 2.4)} = 126.654 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \rightarrow S_t = 36 \text{ cm}$$

➤ **Selon le RPA99 V2003 [3]:**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_1 \right) = \min \left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1.4 \right) = 10 \text{ cm. dans la zone nodale :} \\ \text{en dehors de la zone nodale: } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 10 \text{ cm zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm zone courante} \end{array} \right.$$

❖ **La section minimale des armatures transversales :**

$$At_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow At = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 (\text{un cadre et un étrier}).$$

❖ **La longueur minimale de recouvrement :**

$$L_r = 50 \times \phi_1 = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm.}$$

Tableau V.5: Ferrailage des poutres secondaires.

Désignation	M (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ_{bu}	α	Z (mm)	A cal (cm ²)	A min (cm ²)	A adopte (cm ²)
Travée	101.74	300	400	0.153	0.208	330.048	7.0899	1.192	6HA14=9.24 cm ²
Appuis	-111.36	300	400	0.168	0.231	326.736	7.838	1.192	6HA14=9.24 cm

➤ **les Vérifications de la Poutres principales :**

d) Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{55.51 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.513 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) (\text{F.P.P}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.513 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

e) Vérification à l'ELS :

- ✓ A l'état limite d'ouvertures des fissures : Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.
- ✓ A l'état limite de compression du béton : La fissuration est peu préjudiciable donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

On doit vérifier que :

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

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 30$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

En travée:

- **Le moment statique :**

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

Avec :

$$\eta = 15 \text{ (d'après le BAEL)}$$

$$A_s = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$d = 36 \text{ cm}$$

$$\frac{300 \times y^2}{2} - 15 \times 924 \times (360 - y) = 0$$

$$150y^2 - 4\,989\,600 + 13\,860y = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \quad \rightarrow \quad \sqrt{\Delta} = 56399.48$$

$$y_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -234.34 \text{ mm}$$

$$y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 141.94 \text{ mm}$$

Donc on adopte : $y = y_2 = 141.94 \text{ mm}$

- **Le moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{300 \times 141.94^3}{3} + 15 \times 924 (360 - 141.94)^2$$

$$I = 945011268.8 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{41.55 \times 10^6}{945011268.8} \times 141.94$$

$$\sigma_{bc} = 6.24 \text{MPa}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 6.24 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

b-En appuis :

-Le moment statique :

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

Avec :

$$\eta = 15 \text{ (d'après le BAEL)}$$

$$A_s = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$d = 36 \text{cm}$$

$$\frac{300 \times y^2}{2} - 15 \times 924 \times (360 - y) = 0$$

$$150y^2 - 4\,989\,600 + 13\,860y = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \quad \rightarrow \quad \sqrt{\Delta} = 56399.48$$

$$y_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -234.34 \text{ mm}$$

$$y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 141.94 \text{ mm}$$

Donc on adopte : $y = y_2 = 141.94 \text{ mm}$

Le moment d'inertie :

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

$$I = \frac{300 \times 141.94^3}{3} + 15 \times 924 (360 - 141.94)^2$$

$$I = 945011268.8 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{85.92 \times 10^6}{945011268.8} \times 141.94$$

$$\sigma_{bc} = 12.90 \text{MPa}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 12.90 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Cv}$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.V.6: Vérification des contraintes (PS) à l'ELS.

	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	Y(mm)	I(mm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
travée	41.55	9.24	141.94	945011268. 8	6.24	Vérifiée
Appuis	-85.92	9.24	141.94	945011268. 8	12.90	

d) Vérification de la flèche : (CBA article B.6.5.1) [2]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées:

Avec : h=0.40 m l=4.40 m A_{st t} = 9.24cm²

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.09 > 0.062 \dots\dots\dots c. v \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad 0.09 > 0.075 \dots\dots\dots c. v \\ \frac{A_{s \text{ app}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0085 < 0.0105 \dots\dots\dots c. v . \end{array} \right.$$

Donc : pas de risque de flèche.

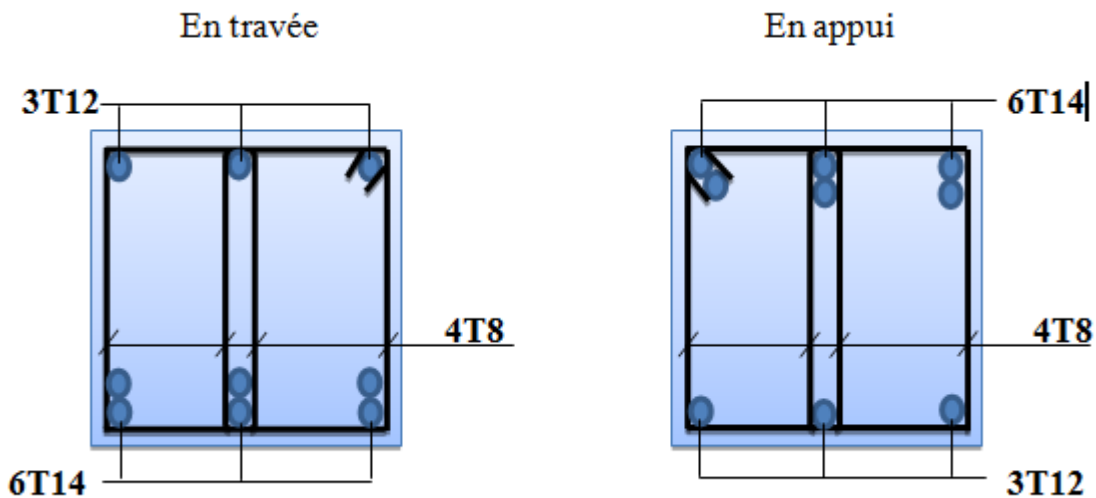


Figure V.2: Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

V.3 Les Poteaux : [5]

Les poteaux est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux directions longitudinal et transversale donc les poteaux sont sollicités en flexion compos

Il est recommandé de calculer le ferrailage du poteau central, considéré comme le plus sollicité et de généraliser le ferrailage trouvé pour ceux d'angle et de rive.

Les armatures sont obtenues à l'état l'imite ultime sous l'effort de sollicitations les plus défavorables suivants les deux directions :

➤ **Caractéristiques mécaniques des matériaux**

Tableau V.7: Caractéristiques mécaniques des matériaux.

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	30	17	1,15	500	434.78
Accidentelle	1,15	30	22.17	1	500	500

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q-Ey
- 0.8G-Ey

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

- ✓ N_{Max} ; $M_{correspondant}$
- ✓ N_{Min} ; $M_{correspondant}$
- ✓ M_{Max} ; $N_{correspondant}$

V.3.1 Recommandations du RPA99/2003[3] :

❖ **Coffrage RPA (Art 7.4.1)**

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $1/4 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

❖ Armatures longitudinales (Art 7.4.2.1)

D'après le RPA99 version 2003, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

➤ Leur pourcentage est limité par:

• $0,9\% < A_s B < 4\%$ Zone courante (Z.C)

• $0,9\% < A_s B < 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R)

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm²].

➤ Le diamètre minimal est de 12mm.

➤ La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.

➤ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.

➤ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodale est définie par l' et h' . $l' = 2h$

$h' = (\max h_e / 6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$ h_e : la hauteur de l'étage. ($h_1 ; b_1$) : Dimensions de la section transversale du poteau.

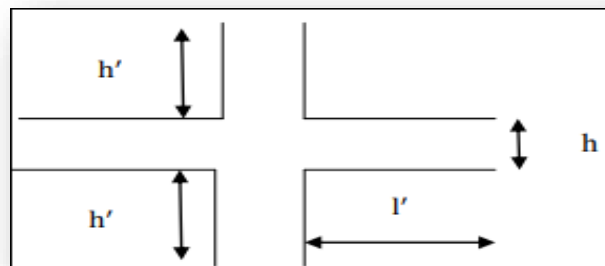


Figure V.3: Zone nodale.

❖ Les armatures transversales : RPA article.7.4.2.2. [3]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_{tt} = \rho V_u h_1 \times f_e$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul. h_1 : hauteur totale de la section brute. f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

➤ zone nodale : $t \leq 10$ cm. en zone III.

➤ zone courante : $t \leq \text{Min} (b/2 ; h/2 ; 10 \Phi 1)$ en zone III où $\Phi 1$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

La quantité d'armatures transversales minimales :

Si : $\lambda_g \geq 5$: $A_{min} = 0.3\% (t \times b)$

Si : $\lambda_g \leq 3$: $A_{min} = 0.8\% (t \times b)$

Si : $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau: $\lambda_g = (l_f a / ou l_f b)$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi t$ minimum.

V. 3.2. Sollicitation de calcul : Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ROBOT qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Les sollicitations du poteau le plus sollicité.

	ELU		Situation accidentelle				
	$N_{max} \rightarrow M_{corre}$ 1.35G + 1.5Q		$N_{min} \rightarrow M_{corre}$ 0.8G - E_y		$M_{max} \rightarrow N_{corre}$ G+Q-E_y		
Poteaux	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	T _{max} (KN)
35x45	1148.48	-2.82	-671.49	39.63	99.62	59.36	359.98

V.3.3. Ferrailages des poteaux :

a).Armatures longitudinaux :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC dont les sollicitations sont les suivantes :

Cas 1 :

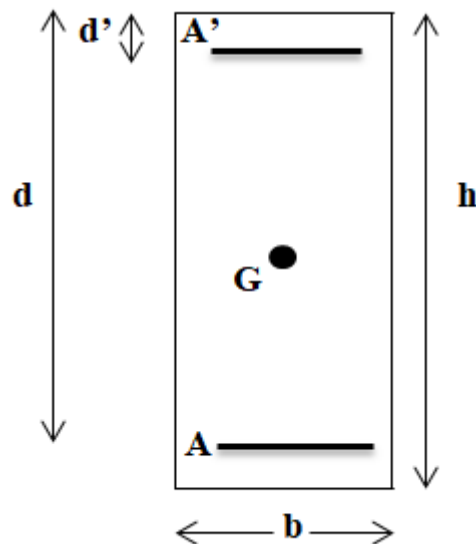
$N_{max} = 1148.48 \text{ KN} \rightarrow M_{corre} = -2.82 \text{ KN.m}$

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2.82}{1148.48} \rightarrow e_0 = 0.002 \text{ m}$

$e_0 = 0.2 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section.

Alors :

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.



On doit vérifier la condition suivant :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

Moment fictif (M_f):

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_f = 2.82 + 1148.48 \left(0.405 - \frac{0.45}{2} \right)$$

$$\mathbf{M_f = 209.546 \text{ KN.m}}$$

$$A = (0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0.337 - 0.81 \times 0.045) \times 0.35 \times 0.45 \times 17 \times 10^3$$

$$\mathbf{A = 804.723 \text{ KN.m}}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f$$

$$B = 1148.48 \times (0.405 - 0.045) - 209.546$$

$$\mathbf{B = 203.906 \text{ KN.m}}$$

On à : $A = 804.723 > B = 203.906 \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

Alors : $N_u = 1148.48 \text{ KN}$; $M_f = 209.546 \text{ KN.m}$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \times b \times d^2} \Rightarrow \mu_{ua} = \frac{209.546 \times 10^6}{17 \times 500 \times 405^2} \Rightarrow \mu_{ua} = \mathbf{0.15} \quad / \quad f_{bu} = 17 \text{ MPa}$$

$\mu_{ua} = 0.15 < 0.493$: section partiellement comprimée.

$$0.15 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{ua}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.15}) \Rightarrow \alpha = 0.20$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow Z = 40.5 (1 - 0.4 \times 0.20) \Rightarrow Z = 37.26 \text{ cm}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_s \times Z} \Rightarrow A_{\text{calcul}} = \frac{209.546 \times 10^6}{434.78 \times 372.6} = 1293.50 \text{ mm}^2 \quad / \bar{\sigma}_s = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{calcul}} = 12.93 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{\text{st}} - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 1293.50 - \frac{1148.48 \times 10^3}{434.78} \Rightarrow A = -1348.01 \text{ mm}^2$$

$A = 0 \text{ cm}^2$: Il n'est pas nécessaire de mater des armatures, le béton seul suffira.

Cas 2 :

$$N_{\text{min}} = 671.49 \text{ KN} \quad \rightarrow M_{\text{corré}} = 39.63 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{39.63}{671.49} \Rightarrow e_0 = 0.059 \text{ m}$$

$$e_0 = 5.90 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

Alors :

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

On doit vérifier la condition suivante :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f [1]$$

Moment fictif (M_f):

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_f = 39.63 + 671.49 \left(0.405 - \frac{0.45}{2} \right)$$

$$M_f = 160.498 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0.337 - 0.81 \times 0.045) \times 0.35 \times 0.45 \times 17 \times 10^3$$

$$A = 804.723 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f$$

$$B = 671.49 \times (0.405 - 0.045) - 160.498$$

$$B = 81.238 \text{ KN.m}$$

On a : $A = 804.723 > B = 81.238 \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

Alors : $N_u = 671.49 \text{ KN}$; $M_f = 160.498 \text{ KN.m}$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \times b \times d^2} \Rightarrow \mu_{ua} = \frac{160.498 \times 10^6}{17 \times 500 \times 405^2} \Rightarrow \mu_{ua} = 0.115 \quad / f_{bu} = 17 \text{ MPa}$$

$\mu_{ua} = 0.115 < 0.493$: section partiellement comprimé.

$$0.115 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{ua}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.115}) \Rightarrow \alpha = 0.153$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow Z = 40.5 (1 - 0.4 \times 0.153) \Rightarrow Z = 38.02 \text{ cm}$$

$$A_{calcul} = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_s \times Z} \Rightarrow A_{calcul} = \frac{160.498 \times 10^6}{434.78 \times 380.2} = 970.93 \text{ mm}^2 \quad / \bar{\sigma}_s = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_{calcul} = 9.70 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{st} - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 970.93 - \frac{671.49 \times 10^3}{434.78} \Rightarrow A = -573.506 \text{ mm}^2$$

$A = 0 \text{ cm}^2$: Il n'est pas nécessaire de mater des armatures, le béton seul suffira.

Cas 3 :

$$M_{max} = 99.62 \text{ KN.m} \Rightarrow N_{corre} = 59.36 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{99.62}{59.36} \Rightarrow e_0 = 1.67 \text{ m}$$

$$e_0 = 16.7 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

Alors :

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

On doit vérifier la condition suivante :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

Moment fictif (M_f):

$$M_f = M_u + N_u (d - \frac{h}{2})$$

$$M_f = 99.62 + 59.36 (0.405 - \frac{0.45}{2})$$

$$M_f = 110.304 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0.337 - 0.81 \times 0.045) \times 0.35 \times 0.45 \times 17 \times 10^3$$

$$A = 804.723 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f$$

$$B = 59.36 \times (0.405 - 0.045) - 110.304$$

$$B = 88.934 \text{ KN.m}$$

On a : $A = 726.804 \geq B = 88.934 \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

Alors : $N_u = 59.36 \text{ KN}$; $M_f = 110.304 \text{ KN.m}$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \longrightarrow \quad \mu_{ua} = \frac{110.304 \times 10^6}{17 \times 500 \times 434.78^2} \longrightarrow \mu_{ua} = 0.06 \quad / f_{bu} = 17 \text{ MPa}$$

$\mu_{ua} = 0.06 < 0.493$: section partiellement comprimé.

$$0.06 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{ua}}) \quad \longrightarrow \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.06}) \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0.08$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) \quad \longrightarrow \quad Z = 40.5 (1 - 0.4 \times 0.08) \quad \longrightarrow \quad Z = 39.204 \text{ cm}$$

$$A_{calcul} = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_s \times Z} \quad \longrightarrow \quad A_{calcul} = \frac{110.304 \times 10^6}{434.78 \times 392.04} = 647.129 \text{ mm}^2 \quad / \bar{\sigma}_s = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_{calcul} = 6.47 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{st} \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 647.129 - \frac{59.36 \times 10^3}{434.78} \quad \longrightarrow \quad A = 510.60 \text{ mm}^2$$

$A = 0 \text{ cm}^2$: Il n'est pas nécessaire de mater des armatures, le béton seul suffira.

Donc, Le poteau sera alors ferrailé avec la section maximale calculée pour les trois cas, on obtient : $A = \max (12.93; 9.70 ; 6.47) \quad \longrightarrow \quad A = 12.93 \text{ cm}^2$

- **La section d'acier minimale:**

Selon BAEL91 [1] :

$$A_{min(BAEL)} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{1575 \times 2.4}{500}$$

$$A_{min(BAEL)} = 7.56 \text{ cm}^2$$

Selon RPA99/2003 [3] :

$$A_{min(RPA)} = 0.8 \% (b \times h) = 0,008 \times 35 \times 45$$

$$A_{min(RPA)} = 12.6 \text{ cm}^2$$

- **La section d'acier maximale:**

Selon BAEL91 [1] :

$$A_{max} = 5\% \times b \times h = 0.05 \times 35 \times 45 \quad \longrightarrow \quad A_{max} = 78.75 \text{ cm}^2$$

Selon RPA99/2003 [3] :

$$\text{Zone courante : } A_{max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 35 \times 45 \quad \longrightarrow \quad A_{max} = 63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement : } A_{max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 35 \times 45 \quad \longrightarrow \quad A_{max} = 94.5 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0.23 \times \frac{2.4}{500} \times 350 \times 405 \quad / f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

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

$$A_s = \max (A_{\max} ; A_{\min(\text{BAEL})}; A_{\min(\text{RPA})})$$

$$A_s = \max (12.93 ; 7.56 ; 12.6)$$

$$A_s = 12.93 \text{ cm}^2 ; \text{ On adopte : } 4\text{T}14+4\text{T}16 = 14.2\text{cm}^2$$

$$A_{\text{adpt}} = 14.2 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.9: Les Résultats de ferrailage des poteaux.

Section cm ²	A _{max} (cm ²)	A _{min(BAEL)} (cm ²)	A _{min(RPA)} (cm ²)	Choix des armatures	A _{adpt} (cm ²)
Poteaux	12.93	7.56	12.6	4T16+4T14	14.2

b). Armatures transversales :

Selon RPA99/2003[3] :

➤ Section d'armature :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h \times f_e}$$

Avec : **T_u** : l'effort tranchant de calcul.

h : hauteur totale de la section brute.

S_t: L'espacement des armatures, d'après les recommandations du RPA est pris égale à :

En zone nodale : $S_t \leq \min (10\phi_L ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow \min (10 \times 2; 15 \text{ cm}) = (20 ; 15 \text{ cm})$

$\Rightarrow S_t \leq 15 \text{ cm}$; On adopte : **S_t = 10 cm**

En zone courante : $S_t \leq 15\phi_L \Rightarrow S_t \leq 15 \times 2 = 30 \text{ cm}$; On adopte : **S_t = 15 cm**

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élançement géométrique (λ_g)

$$\left[\begin{array}{l} \rho_a = 2.5 \dots \dots \dots \text{ si l'élançement } \lambda_g \geq 5. \\ \rho_a = 3.75 \dots \dots \dots \text{ si l'élançement } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

Avec : $\lambda_g = \max \left[\frac{L_f}{a} ; \frac{L_f}{b} \right]$

L_f: Longueur de flambement.

$$L_f = 0.707l_0 = 0.7 \times 3.10 \Rightarrow L_f = 2.17 \text{ m}$$

$$\left[\begin{array}{l} \lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2.17}{0.35} = 6.2 \\ \lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2.17}{0.45} = 4.82 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = 6.2 > 5 \text{ donc : } \rho_a = 2.5$$

$$\text{Alors : } A_t = \frac{\rho_a \times S_t \times T_u}{h \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{2.5 \times 150 \times 359.98 \times 10^3}{450 \times 500} \Rightarrow A_t = 5.99 \text{ cm}^2$$

• **Section minimal :**

- Si : $\lambda_g \geq 5$: $A_{t \min} = 0.3\% (S_t \times b)$
 - Si : $\lambda_g \leq 3$: $A_{t \min} = 0.8\% (S_t \times b)$
 - Si : $3 < \lambda_g < 5$: Interpolation entre les valeurs limites précédentes.
- On a : $\lambda_g = 6.2$

Donc : $A_{t \min} = 0.3\% (S_t \times b) \Rightarrow A_{t \min} = 0.003 \times 15 \times 35 \Rightarrow A_{t \min} = 1.57 \text{ cm}^2$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10: Les résultats de calcul du ferrailage transversal des poteaux (35×45)

Section	ρ_a	T_u (KN)	S_t (cm ²)		A_t (cm ²)	$A_{t \min}$ (cm ²)	A_{adpt} (cm ²)
			Nodale	Courante			
35×45	2.5	359.98	10	15	5.99	1.57	12T8=6.03

D’après les règles du RPA 99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} \Rightarrow \phi_t = 8 > \frac{16}{3} = 5.33 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

V.3.4. Vérification:

➤ **Vérification de l’effort tranchant « cisaillement » :**

D’après le RPA99/2003 (art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$\tau_{bu} = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$

- Si : $\lambda_g \geq 5$: $\rho_d = 0.075$
- Si : $\lambda_g < 5$: $\rho_d = 0.04$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11: Vérification de l’effort tranchant «cisaillement».

Section	L_t (m)	λ_g	ρ_d	d(cm)	T_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Condition
35×45	2.17	6.2	0.075	40.5	359.98	1.97×10^{-3}	2.25	Vérifiée

➤ **Vérification au flambement:**

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 RDC, avec une longueur de $l_0 = 3.06$ m et un effort normal égal à 805.85 KN.

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

Avec : A_s : est la section d'armature comprimée.

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si : } \lambda \leq 50 \quad \longrightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \\ \text{Si : } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \end{array} \right.$$

On calcul l'élancement : $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : Longueur de flambement tel que :

$$L_f = 0.7 \times l_0 \quad \longrightarrow \quad L_f = 0.7 \times 3.10 \quad \longrightarrow \quad L_f = 2.17 \text{ m}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{B} : \text{Section de béton : } B = h \times b = 0.35 \times 0.45 = 0.1575 \text{ m}^2 \\ \mathbf{I} : \text{Moment d'inertie : } I = \frac{b \times h^3}{12} = I = \frac{0.35 \times 0.45^3}{12} = 2.65 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } i = \sqrt{\frac{2.65 \times 10^{-3}}{0.1575}} = 0.13$$

$$\lambda = \frac{2.17}{0.13} = 16.69 < 50 \quad \longrightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{16.69}{35}\right)^2} = 0.81$$

B_r : Section n réduite du poteau: $B_r = (h-2)(b-2) = (0.45 - 0.02)(0.35 - 0.02) = 0.142 \text{ m}^2$

$$N_{u \max} \leq N_u = 0.80 \left[\frac{0.142 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{24.63 \times 10^2 \times 500}{1.15} \right] = 2960.399 \text{ KN}$$

$N_{u \max} = 1148.48 \text{ KN} < N_u = 2960.399 \text{ KN} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

Donc pas de risque de flambement.

V.3.5 Schéma de ferrailage:

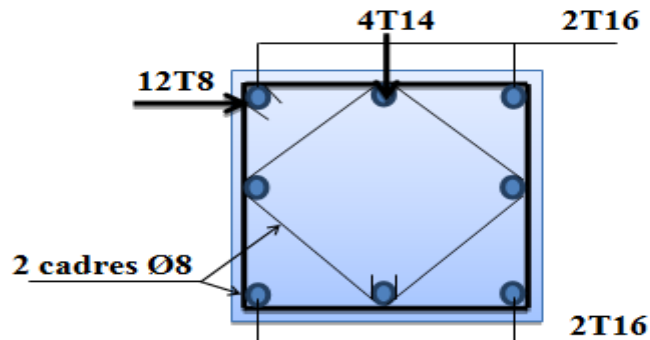


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage des poteaux (35×45).

V.4 Les Voiles :

V.4.1 Introduction :

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement qui doivent reprendre les forces horizontales dues au vent (action climatique) ou aux séismes (action géologique), ils sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leur rigidités importante dans ce plan. Leur calcul se fait dans les deux directions, horizontalement pour résister à l'effort tranchant dues aux action sismiques (E) et verticalement à la flexion composée sous un effort normal et un moment de flexion dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q).

V.4.2 Les combinaisons des charges :

Selon le règlement parasismique algérienne (RPA99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants:

- ❖ Etat limite ultime:
 - situation durable: $1,35G+1,0Q$
 - situation accidentelle: $G+Q \pm E_{aqw}$
 $0,8G \pm E$
- ❖ Etat limite servise: $G+Q$

V.4.3 Procédure de ferrailage des voiles :

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifié selon RPA99.V2003 sous les sollicitations suivantes:

- S1: M_{max} ; $N_{correspondant}$
- S2: N_{max} ; $M_{correspondant}$
- S3: N_{min} ; $M_{correspondant}$

V.4.4 Méthode de calcul :

Pour le calcul du ferrailage on a partagé l'ouvrage en deux parties:

- Partie 1: RDC, étage 1, étage 2 .
- Partie 2: étage 3, étage 4.

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, en utilisant la méthode **de NAVIER-BERNOULLIE** pour déterminer les contraintes :

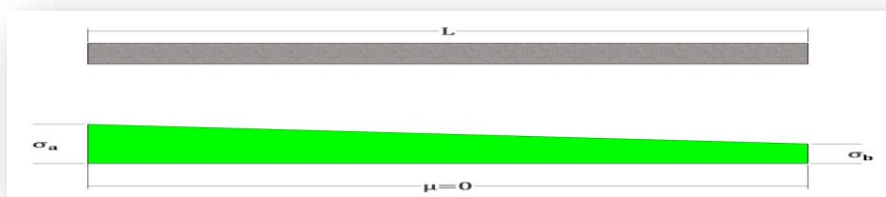
$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} \quad \sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I}$$

Telle que:

- N: L'effort normale appliqué .
- A: La section transversale du voile.
- M: Le moment fléchissant appliqué.
- V : Le centre de gravité de la section du voile dans les sens du plan moyen.
- I : Le moment d'inertie du voile.

➤ Suivant la position de l'axe neutre et l'effort appliqué la section peut-être :

- **1ère cas (SEC) :** Si $(\sigma_a, \sigma_b) > 0 \Rightarrow$ La section du voile est entièrement comprimé (SEC) pas de zone tendu, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99/Version2003 ($A_{min} = 0,2\% . B$).



FigureV.5: Section entièrement comprimée.

- **2 ème cas (SET) :** Si $(\sigma_a, \sigma_b) < 0 \Rightarrow$ La section du voile est entièrement tendu (SET) pas de zone comprimé .

✓ l'effort de traction égale à : $F_T = \frac{(\sigma_a + \sigma_b) \times L \times e}{2}$

- ✓ La section d'armature verticale égale à : $A_T = \frac{F_T}{\sigma_{st}}$

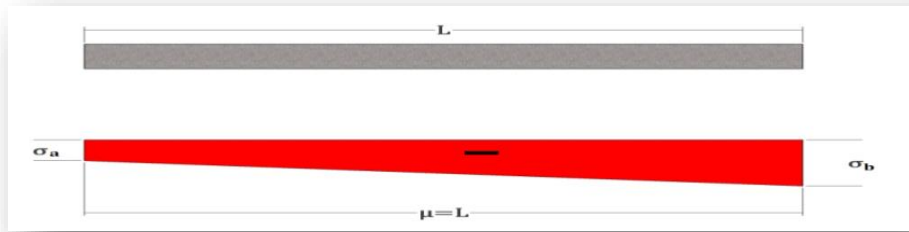


Figure V.6: Section entièrement tendue.

V.4.4.1 Calcul de L_c et L_t

- section entièrement tendue (SET): $L_t = L$
- section partiellement comprimée (SPC): $L_t = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right)$
- section entièrement comprimée (SEC): $L_c = L$

V.4.4.2 Calcul de l'effort normal ultime

- entièrement tendue (SET): $\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_t \times e$
- section partiellement comprimée (SPC): $\frac{\sigma_2}{2} L_t \times e$
- section entièrement comprimée (SEC): $\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c \times e$

V.4.4.3 Calcul des armatures vertical

- entièrement tendue (SET): $A_v = N_{ul} - B \times F_{c28}$
- section partiellement comprimée (SPC): $A_v = \frac{N_{ul}}{f_e}$
- section entièrement comprimée (SEC): $A_v = \frac{N_{ul} - B \times f_{c28}}{f_e}$

V.4.4.4 Armature minimale de RPA99

D'après le RPA 2003 (ART 7.7.4.1)

$A_{min\ rpa} = 0,20\% \times b \times L_t$ pour (SET et SPC)

$A_{min\ rpa} = 0,20\% \times b \times L_c$ pour (SEC)

Avec:

b: l'épaisseur du voile.

L_t et L_c : longueur de la section tendue ou comprimée.

V.4.5 Calcule des armatures longitudinales et transversales

- **Recommandation du RPA (V2003.ART.7.7.4)**
- **Armature longitudinale**

Les armatures verticales reprennent les efforts de flexion, Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les conditions suivantes :

✓ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales est :

$$A_{\min} = 0,2\% \cdot B$$

✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement ($St < e$).

✓ Si des efforts importants de compression 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 la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

➤ **Armature horizontale**

$$A_H \geq 0,15 \% \cdot B$$

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

➤ **Armature transversale**

Les armatures transversales sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont au minimum en nombre de quatre épingles par mètre carré.

➤ **Armature potelets**

On doit prévoir à chaque extrémité du voile (où du trumeau) un potelet armé par des barres verticales dont la section est supérieure ou égale à $4 \phi 10$.

❖ **Règles communes entre les armateurs verticales et horizontales (art A7-7-4-3RPA99)**

• Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

✓ Globalement dans la section du voile 0,15 %.

✓ En zone courante 0,10 %.

Chapitre V : calcul de ferrailage des éléments structuraux

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes : $S \leq (30 \text{ cm} , 1,5e)$
- La longueur de recouvrement doit être égale à :
 - ✓ $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - ✓ $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

❖ **Recommandation BAEL**

➤ **Armature longitudinale**

- ✓ Section entièrement tendue : $A_{min} \geq \max \left(\frac{N_u}{2\sigma_s} ; B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0,005 \cdot B \right)$
- ✓ Section partiellement comprimée : $A_{min} \geq \max \left(0,23 \cdot B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0,005 \cdot B \right)$
- ✓ Section entièrement comprimée : $A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Armature horizontale**

$$A_H = \frac{\tau u \times e \times st}{0,8 \times f_e} \text{ avec: } \tau u = \frac{1,4Vd}{e \times d}$$

- ❖ Les résultats de calculs des armatures longitudinales sont affichée dans les tableaux ci-dessous:
- On a six types de voile leurs Caractéristiques géométriques sont affichéé dans le tableau suivant :

Tableau V.12: Caractéristique géométrique des voiles.

	L(m)	e(m)	V(m)	B(m²)	I(m⁴)
Vx1 (L=3,16m) (e=0,20m)	3,16	0,20	1,58	0,632	0 ,525908
Vx2 (L=2,55m) (e=0,20m)	2,55	0,20	1,275	0,51	0,276356
Vx3 (L=1m) (e=0,20m)	1	0,20	0,5	0,20	0,016667

- ❖ La quantité d'armature verticale nécessaire pour RDC , étage 1 est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.13: Calcul des sections d'armatures verticale pour tout les étages .

	cas	N (Kn)	M (Kn.m)	$\sigma a(kn)$	$\sigma b(kn)$	Nature	LT(m)	T(KN)	As(cm ²)
Vx1	Nmax Mcorr	1049.33	16.86	213.5388	197.9632	E.C	1.3233	282.567	7.0642
	Nmin Mcorr	1.27	1.69	1.0287	-0.5307	P.C	1.6822	1.731	0.04
	Mmax Ncorr	1048.31	78.66	241.8416	169.2603	P.C	1.5001	362.788	9.06
Vx2	Nmax Mcorr	1549.94	2.35	245.9592	244.5471	E.C	1.5845	389.734	9.74
	Nmin Mcorr	5.16	238.35	72.4246	-70.7917	P.C	1.5980	115.736	2.89
	Mmax Ncorr	2016.56	1522.57	846.7534	-364.924	P.C	2.2083	186.9876	46.74
Vx3	Nmax Mcorr	8.96	4.87	463.0550	433.8350	E.C	0.5163	239.070	5.97
	Nmin Mcorr	0.19	21	63.0950	-62.9050	E.C	0.5008	31.595	0.78
	Mmax Ncorr	263.11	50.35	814.5050	-764.155	E.C	0.5159	490.241	10.50
Vy1	Nmax Mcorr	1533.80	1775.65	775.9578	-290.578	E.C	2.2991	178.3971	44.5
	Nmin Mcorr	5.41	24.68	8.2707	-6.5587	P.C	1.7624	14.576	0.364
	Mmax Ncorr	1775.65	1533.80	741.6580	-179.949	P.C	2.543	188.603	47.15
Vy2	Nmax Mcorr	1541.29	1391.37	661.7309	-174.072	E.C	2.501	165.556	41.38
	Nmin Mcorr	0.02	25.55	7.6642	--7.657	P.C	1.5807	1.2114	0.302
	Mmax Ncorr	1391.37	1541.29	683.0616	-242.87	P.C	2.331	159.2308	39.8077

- On prend le max entre (As, A_{RPA}, A_{BAEL}) pour le choix de la quantité nécessaire des armatures verticales :

Tableau V.14: Choix des armatures verticales pour RDC, étage 1, étage 2, étage 3, étage 4.

zone	L(m)	LT(m)	A_{RPA} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A_s Calculé (cm ²)	A adopté	Choix des barres	Espacement (cm)
/	Vx1 3,16	3,16	3.80	9.48	46.74	49.26	2(16HA14)	20
	Vx2 2,55	2,55	4.20	7.65	9.06	13.58	2(6HA12)	20
	Vx3 1	1	1.93	3	10.50	13.58	2(6HA12)	20
	Vy1 3.16	3.16	2.46	6.48	47.15	49.26	2(16HA14)	20
	Vy2 3.16	3.16	3.80	9.48	46.74	49.26	2(16HA14)	20

- Les résultat de calculs des armatures horizontles sont affichée dans les tableaux ci-dessous:

Tableau V.15: Choix des armatures horizontal pour RDC, étage 1, étage 2, étage 3 ,étage 4

	A_h (cm ²)	$A_{h\ min}$ (cm ²)	Nombre des barres	A_{adp} (cm ²)	espacements (cm)
Vx1 (L=3,16m) (e=0,20m)	1.12	6.33	6HA12	6.79	25
Vx2 (L=2,55m) (e=0,20m)	0.82	5.29	6HA12	6.79	25
Vx3 (L=1m) (e=0,20m)	1.10	2.06	4HA12	3.14	25
Vy1 (L=3,16m) (e=0,20m)	0.43	7.04	8HA12	11,31	25
Vy2 (L=3,16m) (e=0,20m)	1.16	6.36	6HA12	6,79	25

V.4.6 Vérification à L'état limite ultime (ELU)

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

➤ **Selon RPA V2003 (ART 7.7.2)**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d}$$

Ou : $\begin{cases} \bar{V}: \text{L'effort tranchant } \bar{V} = 1,4 V \\ b_0: \text{Epaisseur de voile} \\ d: \text{Hauteur utile } d = 0,9h \end{cases}$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 6 \text{ MPA}$$

➤ **Selon BAEL** $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

$$\tau_b = \frac{V_U}{b_0 \cdot d} \tau_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

❖ Les résultats des calculs et vérification sont affichées dans le tableau suivant :

Tableau V.16: Calcule et Vérification la contrainte de cisaillement.

voile	V(KN)	\bar{V}	τ_{bael}	τ_{rpa}	$\bar{\tau}_{bael}$	$\bar{\tau}_{rpa}$	Observation
Vx1 3,16	362.78	507.89	0,67	0,93	3	6	CV
Vx2 2,55	186.98	261.77	0,59	0,82	3	6	CV
Vx3 1	490.24	686.33	0,54	0,76	3	6	CV
Vy1 3.16	188.60	264.04	0,29	0,40	3	6	CV
Vy2 3.16	165.55	231.77	0,91	1,28	3	6	CV

V.4.7 Schéma du ferrailage

Comme un exemple de schéma du ferrailage, on a choisi le voile 1 (3,16m), Pour RDC, étage 1, étage 2, étage 3,étage 4:

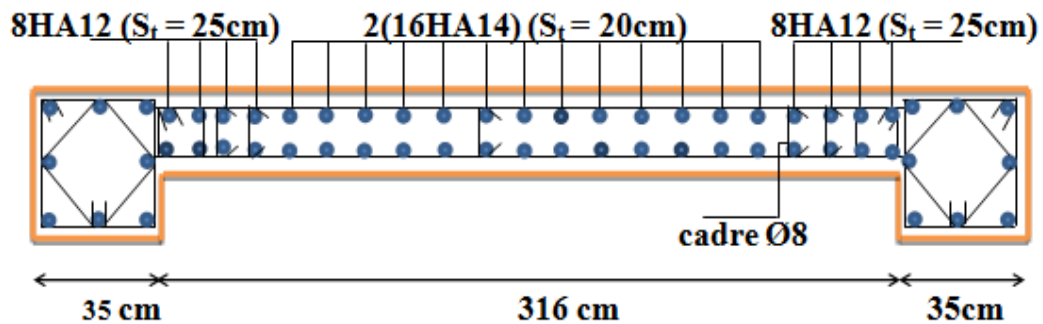


Figure V.7: Schéma de ferrailage des voiles.

V.5 Conclusion

Les éléments principaux 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, Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments principaux.



Chapitre VI :

Etude des fondations

VI.1.Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol au quel elles transmettent les charges de la superstructure (le poids propre ou charge permanentes, les surcharges d'exploitations et les surcharges climatiques) ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puis que leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas de semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ; soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Il est donc nécessaire d'adopter le type de la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage ; l'étude géologique a pour but de préciser le type ; le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

VI.2.Les facteurs de choix du type de fondation : [5]

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite:

- Le Type d'ouvrage à construire.
- L'aspect économique.
- La facilité d'exécution.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La profondeur à atteindre pour fonder sur le bon sol.
- Le rapprochement entre les poteaux et voiles.

VI.3.Les types des fondations :

On distingue trois types de fondations :

VI.3.1.Fondations superficielles :

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, c'est le cas :

- Des semelles isolées.
- Des semelles filantes (continues)
- Des radiers (structures répartissant les pressions)

Il existe quatre types de radiers :

- Radier dalle (peu utilisé).
- Radier nervuré (le plus courant).
- Radier champignon sous poteaux (très peu utilisé).

Radier voûte (rarement utilisé).

- Les fondations superficielles : $D/B < 4$ (semelles isolées, filantes, radier)

VI.3.2. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépassent les dix mètres environ (par exemple les semelles sur pieux).

Les fondations profondes (sur pieux) : $D/B \geq 10$.

VI.4. Etude des fondations :

VI.4.1. Combinaisons de calcul :

D'après le RPA 99/Version 2003 (Article 10.1.4.1) [3]

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

D'après le DTR BC 2.33.1 [4] :

$$\left[\begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

D'après le RPA99 :

$$\left[\begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

❖ Calcul de la contrainte :

$$\left[\begin{array}{l} \sigma_{adm} = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_d} \quad (ELU) \\ \sigma_{adm} = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_d} \quad (ELS) \end{array} \right.$$

Avec : γ_d : Coefficient de sécurité sous les différents états limites.

$$\gamma_d = 2 \quad (ELU)$$

$$\gamma_d = 3 \quad (ELS)$$

Il est à noter que la contrainte admissible du sol figurant dans le rapport de sol est prise à l'ELS $\overline{\sigma_{sol}} = 1.8 \text{ bar}$.

$$\sigma_{ELU} = \frac{q_u^{reel}}{2} \longrightarrow q_u^{reel} = 2 \times \sigma_{ELU}$$

$$\sigma_{ELS} = \frac{q_u^{reel}}{3} \longrightarrow q_u^{reel} = 3 \times \sigma_{ELS}$$

Donc :

$$\sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \sigma_{ELS}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \times 1.8 \Rightarrow \sigma_{ELU} = 2.7 \text{ bar}$$

VI.4.2. Vérification de la semelle isolée :

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

Avec : **N**: Effort normal de poteau le plus sollicité transmis à la base obtenue par le logiciel ROBOT.

S : Surface de fondation (S= A×B).

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

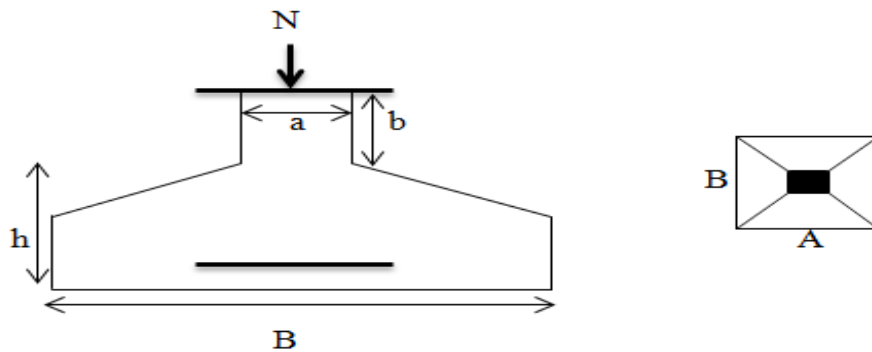


Figure VI.1 : Semelle isolée.

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a \times B}{b}$$

Avec : **a, b** : Dimensions du poteau à la base.

Donc :

Cas statique A l'ELU :

- Sous la combinaison 1.35G + 1.5Q nous avons un effort **N= 1148.48 KN.**

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{ELU}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{0.45}{0.35} \times \frac{1148.48}{270}} = 2.33\text{m}$$

Cas statique A l'ELS :

- Sous la combinaison G + Q nous avons un effort **N= 836.11 KN.**

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{ELS}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{0.45}{0.35} \times \frac{836.11}{180}} = 2.44\text{m}$$

Cas dynamique A l'ELA :

- Sous la combinaison $G+Q \pm E_{x,y}$ et $0.8G \pm E_{x,y}$ nous avons un effort $N=947.96$ KN ($G+Q+E_x$).

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{ELU}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{0.45}{0.35} \times \frac{947.96}{270}} = 2.12\text{m}$$

Le cas le plus défavorable est à l'ELS. Nous remarquons que pour une largeur de la semelle $B = 2$ m, et l'entre-axe minimal entre deux poteaux est de $L_{\min} = 2.55\text{m}$

Il faut vérifier : $L_{\min} > 1.5 \times B$

On a : $1.5 \times B = 3\text{m} > L_{\min} = 2.55\text{m}$

Alors la condition : $L_{\min} > 1.5 \times B$ non vérifiée.

Donc : On constate qu'il y'aura un chevauchement entre les semelles isolées, ce qui revient à dire que les semelles isolées ne conviennent pas à notre cas.

VI.4.3. Vérification de la semelle filante :

Pour la vérification, nous allons choisir la file de portique qui nous semble être la plus sollicitée (dans le sens yy).

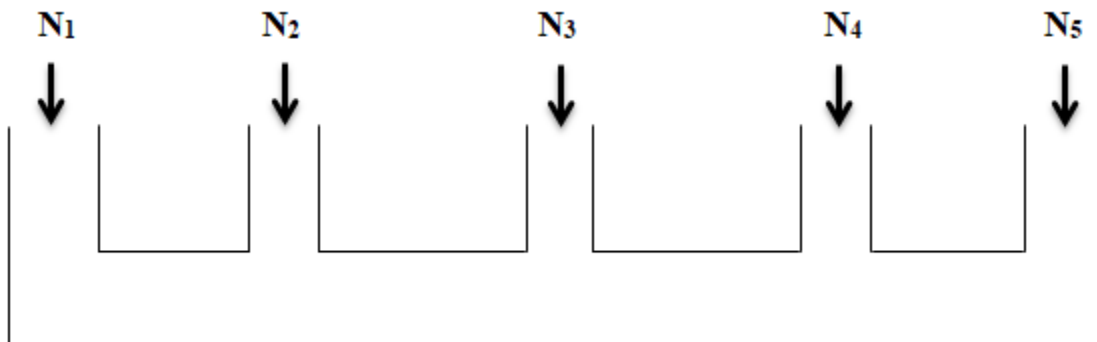


Figure VI.2 : Semelle filante.

La surface totale des semelles est donné par :

$$\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_i}{S} = \frac{N_i}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{\sum N_i}{\overline{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec : N_i : L'effort normal provenant du poteau

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

Cas statique A l'ELU :

$$N_1 = 488.97 \text{ KN}$$

$$N_2 = 679.36 \text{ KN}$$

$$N_3 = 1148.48 \text{ KN}$$

$$N_4 = 685.68 \text{ KN}$$

$$N_5 = 498.26 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^5 N_i = 3500.75 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{3500.75}{270 \times 20.50} = 0.62 \text{ m}$$

Cas dynamique A l'ELA :

$$N_1 = 368.39 \text{ KN}$$

$$N_2 = 945.03 \text{ KN}$$

$$N_3 = 878.49 \text{ KN}$$

$$N_4 = 947.96 \text{ KN}$$

$$N_5 = 369.66 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^5 N_i = 3509.53 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{3509.53}{270 \times 20.50} = 0.63 \text{ m}$$

A l'ELS :

$$N_1 = 357.28 \text{ KN}$$

$$N_2 = 494.83 \text{ KN}$$

$$N_3 = 836.11 \text{ KN}$$

$$N_4 = 499.43 \text{ KN}$$

$$N_5 = 364.05 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^5 N_i = 2551.71 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{2551.71}{180 \times 20.50} = 0.69 \text{ m}$$

$$\text{La surface total des semelles est : } S_{\text{semelle}} = \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{26477.08}{180} \rightarrow S_{\text{semelle}} = 147.09 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface total du bâtiment est : } S_{\text{bâtiment}} = L_x \times L_y = 32.60 \times 18.50 \rightarrow S_{\text{bâtiment}} = 603.1 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{147.09}{603.1} = 0.24$$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = 24\% < 50\%$$

Puisque le rapport de la somme des surfaces des semelles par rapport à la surface totale du bâtiment est inférieur à 50 % donc le choix des semelles filantes croisées sous les poteaux et sous les murs s'impose.

VI.4.4. Calcul de la semelle filante croisée :

VI.4.4.1. Le Pré-dimensionnement :

On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante centrale :

❖ **Calcul de la largeur de la semelle :**

$$N_s = \sum N_i = 2640.93 \text{ KN}$$

$$M_s = \sum N_i \times e_i + \sum M_i$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum N_i \times e_i = 262.81 \times (-8.55) + 449.49 \times (-1.40) + 554.15 \times (-0.75) + 626.00 \times (0.75) + 495.05 \times (1.70) + 253.44 \times (9.95) = 540.88 \text{ KN.m} \\ \sum M_i = 26.15 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc : $M_s = 540.88 + 26.15 \Rightarrow M_s = 567.03 \text{ KN.m}$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} \Rightarrow e_0 = \frac{567.03}{2640.93} \Rightarrow e_0 = 0.21 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{N_s}{L \times B} \left(1 + \frac{3 \times e_0}{L \times \sigma_{sol}} \right) \Rightarrow B > \frac{N_s}{L \times \sigma_{sol}} \left(1 + \frac{3 \times e_0}{L} \right) \Rightarrow B > \frac{2640.93}{18.50 \times 180} \left(1 + \frac{3 \times 0.21}{18.50} \right)$$

B > 0.82 m

On prend : **B = 1.20 m**

Condition minimale :

Une semelle est dite continue si sa largeur très petite devant sa longueur, elle doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{B} > 5 \Rightarrow \frac{L}{B} = \frac{18.50}{1.2} = 15.41 \text{ m} > 5 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul la hauteur de la semelle :**

Semelle rigide : $\frac{B-b}{4} \leq d \leq B - b$

$$\frac{B-b}{4} = \frac{120-45}{4} = 18.75 \text{ cm} \leq d \leq B - b = 120 - 45 = 75 \text{ cm}$$

On prend : $d = 35 \text{ cm}$

Donc : $h = d + 5 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$

Donc les dimensions de notre fondation sont :

La semelle :

$B = 1.20 \text{ m} ; L = 18.50 \text{ m}$

$h = 0.4 \text{ m} ; d = 0.35 \text{ m}$

❖ **La hauteur de la poutre de redressement :**

Est estimée à $(\frac{1}{9} \text{ à } \frac{1}{6})$ de la travée maximale :

$$\frac{L_{\max}}{9} \leq h_p \leq \frac{L_{\max}}{6} \implies \frac{5.60}{9} = 0.62 \leq h_p \leq \frac{5.60}{6} = 0.93 \text{ m}$$

Donc : $0.62 \text{ m} \leq h_p \leq 0.93 \text{ m}$

La poutre de redressement :

$h_p = 100 \text{ cm}$; $b_p = 40 \text{ cm}$

VI.4.4.2. Vérification de la semelle vis-à-vis la rigidité :

Avant de calculer le ferrailage, on vérifie si la semelle est rigide ou non.

Il faut que : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec : L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature de la semelle (rigide

ou flexible) $\implies L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$

K : Coefficient de raideur du sol : $K = 30000 \text{ KN/cm}^3$.

E : Module d'élasticité du béton $E = 11496.76 \text{ MPa}$.

b : Largeur de la semelle.

I : inertie. $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1.2 \times 0.56^3}{12} = 0.01 \text{ m}^4$

Alors : $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times 11496.76 \times 0.01}{3 \times 1.2}} = 3.86$

$L_{\max} = 5.60 \text{ m} \leq \frac{\pi}{2} L_e = 6.07 \text{ m} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

Donc la semelle est rigide.

VI.4.4.3. Calcul de ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fait à l'ELU, les sollicitations (N_u ; M_u) obtenus sont résumées dans le schéma suivant :

❖ **Calcul des contraintes :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_t = \sum N_i = 3622.00 \text{ KN} \\ M_t = \sum N_i \times e_i + \sum M_i \\ \sum N_i \times e_i = 359.75 \times (-8.55) + 616.02 \times (-1.4) + 760.83 \times (-0.75) + 859.83 \times (0.75) + 678.86 \times (1.70) + 346.72 \times (9.95) = 739.885 \text{ KN.m} \\ \sum M_i = 35.87 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc : $M_t = 739.885 + 35.87 \implies M_t = 775.75 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_t}{L \times B} + \frac{6 \times M_t}{L^2 \times B} \implies \sigma_1 = \frac{3622.00}{18.50 \times 1.2} + \frac{6 \times 775.75}{18.50^2 \times 1.2}$$

$$\sigma_1 = 174.48 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_t}{L \times B} - \frac{6 \times M_t}{L^2 \times B} \Rightarrow \sigma_2 = \frac{3622.00}{18.50 \times 1.2} - \frac{6 \times 775.75}{18.50^2 \times 1.2}$$

$$\sigma_2 = 151.82 \text{ KN/m}^2$$

Alors :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 174.48 + 151.82}{4} = 168.81 \text{ KN/m}^2 \leq 1.5 \sigma_{\text{sol}} = 1.5 \times 180 = 270 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_{\text{moy}} = 168.81 \text{ KN/m}^2 \leq 1.5 \sigma_{\text{sol}} = 270 \text{ KN/m}^2$ **Condition vérifiée.**

VI.4.4.4. Ferrailage de la semelle:

Le ferrailage se calcul par la méthode des bielles à l'ELU.

❖ Calcul des armatures principales :

$$A_{S/B} = \frac{N_u (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{\text{sol}}} [3]$$

$$N_u = N_1 + P$$

$$N_1 = \frac{\sum N_u}{L}$$

Avec : **L** : longueur totale de la semelle.

$$\Rightarrow N_1 = \frac{3622.00}{18.50} \Rightarrow N_1 = 195.78 \text{ KN/ml}$$

P = Poids des terres + Poids des semelles

- Poids propre de la semelle :

$$P_p = 1.2 \times 0.4 \times 18.5 \times 30 = 266.4 \text{ KN}$$

- Poids des terres :

$$P_t = (0.4 \times 0.6 \times 18.5 \times 22) \times 2 = 195.36 \text{ KN}$$

Donc : **P = 461.76 KN**

$$N_u = 195.78 + 461.76 \Rightarrow N_u = 657.54 \text{ KN}$$

$$A_{S/B} = \frac{657.54 \times 10^3 (1200 - 400)}{8 \times 350 \times 434.78} \Rightarrow A_{S/B} = 4.32 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T12 = 4.52 cm²**

❖ Les armatures de répartition :

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

On adopte : **7T10 = 5.50 cm²**

Avec : un espacement **S_t = 20 cm**

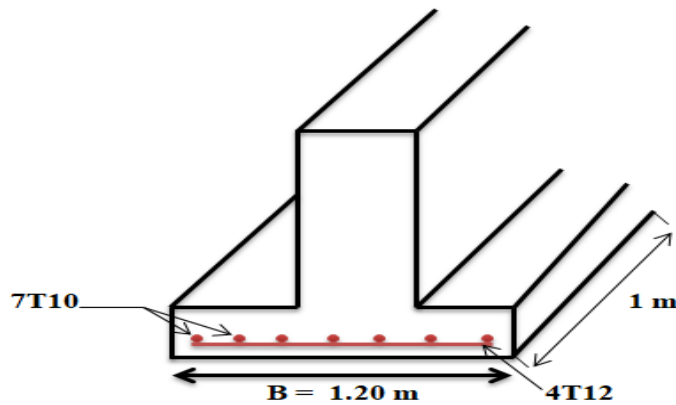


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage de semelle filante.

VI.4.4.5. Ferrailage de la poutre de redressement:

- ❖ **Déterminations des moments et les efforts tranchants de la poutre de redressement :**

La semelle sera calculée dans le sens longitudinal comme une poutre renversée.

Pour déterminée le ferrailage de la poutre de rigidité on utilisée la méthode de forfaitaire.

- ❖ **Calcul des sollicitations :**

Les sollicitations (moment et effort tranchant) sont calculées à l'aide du programme ROBOT.

- ❖ Le calcul du ferrailage se fait comme étant une poutre en T renversé :

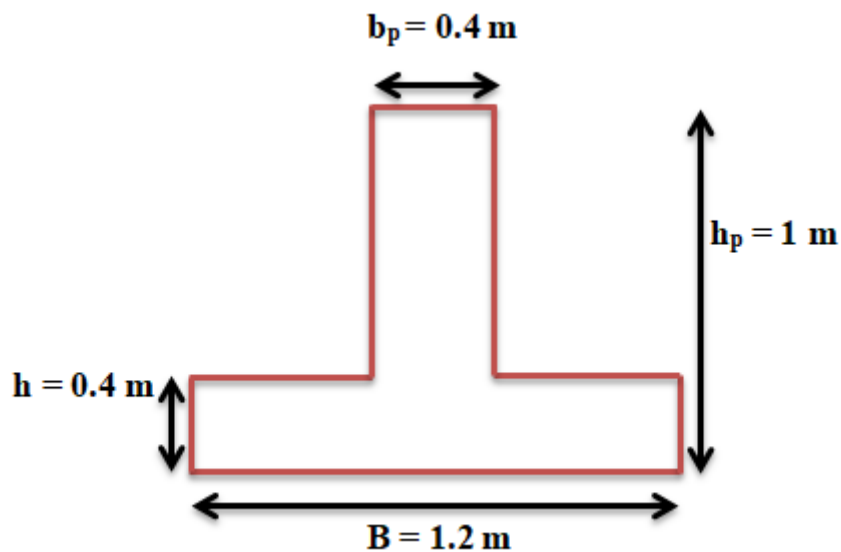


Figure VI.4 : Coupe de la semelle filante.

On prend le moment max pour travée et l'appui :

$$M_u = M_{\max} \begin{cases} \text{En travée : } M_t = 320.61 \text{ KN.m} \\ \text{En appui : } M_a = 363.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_u = T_{\max} = 235.11 \text{ KN}$$

a). En travée :

Moment qui équilibre la table :

$$M_{tu} = \sigma_{bc} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad \text{Avec : } \sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = 17 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} = 17 \times 1200 \times 400 \times \left(900 - \frac{400}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 5712 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$M_t^{\max} = 320.61 \text{ KN.m} < M_{tu} = 5712 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $B = 1.2 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0.4 \text{ m}$.

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} \longrightarrow \mu = \frac{320.61 \times 10^6}{17 \times 400 \times 900^2} \longrightarrow \mu = 0.05$$

$$\mu = 0.05 < \mu_{\text{lim}} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}\right) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.05}\right) \longrightarrow \alpha = 0.06$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \longrightarrow Z = 90(1 - 0.4 \times 0.06) \longrightarrow Z = 87.69 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z} \longrightarrow A_u = \frac{320.61 \times 10^6}{434.78 \times 876.9}$$

$$\text{Donc : } A_u = 8.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 400 \times 900 \times \frac{2.4}{500} = 3.97 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{\min} \geq 3.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A_u; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max(8.40 ; 3.97)$$

$$\text{Alors : } A_s = 8.40 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6T16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

Vue la hauteur importante de la poutre ($h = 1 \text{ m}$), on doit ajouter des armatures de Peau disposées suivant la hauteur, on adopte : 4T12

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL 91) [1]**

$$A_{\min} < A_{\text{adpt}}$$

$A_{\min} = 3.97 \text{ cm}^2 < A_{\text{adapt}} = 12.06 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

❖ **Armatures transversales :**

D'après le BAEL 91 : $\varnothing_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_L \right) \longrightarrow \varnothing_t = \min \left(\frac{100}{35}; \frac{40}{10}; 1.6 \right)$

$\varnothing_t = \min (2.85 \text{ mm}; 4 \text{ mm}; 1.6 \text{ mm})$

On a adapté : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$.

❖ **L'espacement :**

$S_t \leq \frac{L}{10} = 18.50 \text{ cm}$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$

b). En Appui :

$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} \longrightarrow \mu = \frac{363.30 \times 10^6}{17 \times 400 \times 900^2} \longrightarrow \mu = 0.06$

$\mu = 0.06 < \mu_{\text{lim}} = 0.392$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.06}) \longrightarrow \alpha = 0.07$

$Z = d (1 - 0.4\alpha) \longrightarrow Z = 90 (1 - 0.4 \times 0.07) \longrightarrow Z = 87.48 \text{ cm}$

$A_u = \frac{M_a}{\sigma_s \times Z} \longrightarrow A_u = \frac{363.30 \times 10^6}{434.78 \times 874.8}$

Donc : $A_u = 9.55 \text{ cm}^2$

$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.4 \text{ MPa}$

$A_{\min} \geq 0.23 \times 400 \times 900 \times \frac{2.4}{500} = 3.97 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{\min} \geq 3.97 \text{ cm}^2$

Donc : $A_s = \max (A_u; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max (9.55 ; 3.91)$

Alors : $A_s = 9.55 \text{ cm}^2$

On adopte : $6T12 = 12.06 \text{ cm}^2$

Remarque :

Vue la hauteur importante de la poutre ($h = 1 \text{ m}$), on doit ajouter des armatures de Peau disposées suivant la hauteur, on adopte : $4T12$

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL 91) [1]**

$A_{\min} < A_{\text{adpt}}$

$A_{\min} = 3.97 \text{ cm}^2 < A_{\text{adapt}} = 12.06 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

❖ **Armatures transversales :**

D'après le BAEL 91[1] :

$$\varnothing_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_L \right) \quad \longrightarrow \quad \varnothing_t = \min \left(\frac{100}{35}; \frac{40}{10}; 1.6 \right)$$

$$\varnothing_t = \min (2.85 \text{ mm}; 4 \text{ mm}; 1.6 \text{ mm})$$

On a adapté : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$.

❖ **L'espacement :**

$$S_t \leq \frac{L}{10} = 18.5 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$

VI.4.5. Vérifications nécessaires :

➤ **Vérification au non poinçonnement (CBA : article A.5.2.4.2) [2]**

Nous devons vérifier que ;

$$Q_u \leq 0.045 \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times \mu_c$$

Avec : Q_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime. $Q_u = 760.83 \text{ KN}$.

h: Hauteur de la semelle filante.

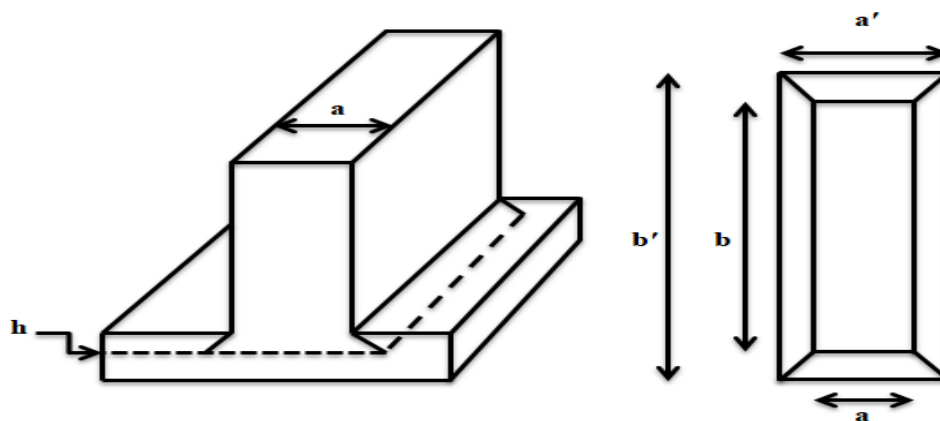


Figure VI.5 : La semelle filante.

Le périmètre d'impact μ_c est donné par la formule suivante :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b')$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} a' = (a + h) \\ b' = (b + h) \end{cases}$$

$$\mu_c = 2 \times (b + a + 2 \times h) \longrightarrow \mu_c = 2 \times (1.2 + 0.4 + 2 \times 0.4) \longrightarrow \mu_c = 4.8 \text{ m}$$

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 4.8 \times 0.4 \times \frac{30}{1.5} = 1728 \text{ KN}$$

$Q_u = 760.83 \text{ KN} < 1728 \text{ KN}$ **Condition vérifiée.**

Donc pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] : [1]**

On doit vérifier que : $\tau_s < \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \dots \dots \dots \text{(Fissuration non préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau} = \min (4 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \quad \longrightarrow \quad \bar{\tau} = 4 \text{ MPa}$$

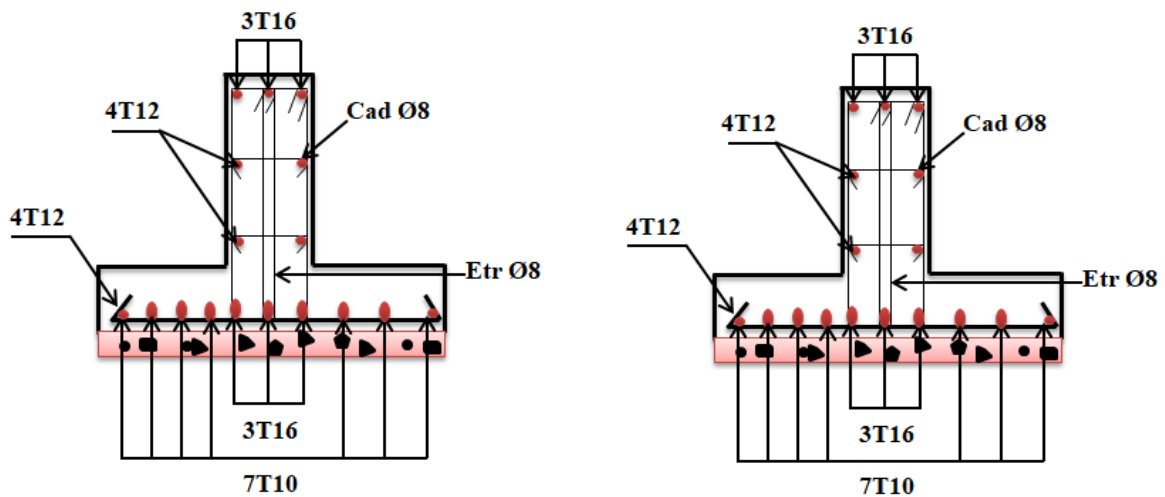
$$\tau_s = \frac{T_{\max}}{b \times d} \quad \longrightarrow \quad \tau_s = \frac{235.11 \times 10^3}{400 \times 900}$$

$$\tau_s = 0.65 \text{ MPa}$$

$\tau_s = 0.65 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.4.6. Schéma de ferrailage :



En travée

En appui

Figure VI.6 : Schéma des ferrailages de fondation.

VI.5. L'étude des longrines :

D'après (RPA99/2003) [3] ; les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer aux déplacements relatifs de ses points d'appui dans le plan horizontal.

✓ Les longrines ont pour rôle :

- Chainer les semelles entre elles.
- Rigidifier l'infrastructure.
- Empêcher le déplacement des semelles l'une par rapport à l'autre.

VI.5.1. Pré-dimensionnement :

D'après le règlement RPA99/ 2003 (art 10.1.1) [3] les longrines auront des dimensions minimales :

- (25×30) cm².....sites de catégorie S2, S3.
- (30×30) cm².....site de catégorie S4.

Pour un sol de fondation de catégorie (S3), on adopte : (b x h) = (25× 30) cm²

VI.5.2.Ferraillage de longrine :

❖ **Armature longitudinale:**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force « F » égale à 20 KN :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN.}$$

Avec : **N** : La valeur maximale des charges verticales.

α : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site.

Dans notre cas : α =10 (Zone III ; Site S3) RPA 99/2003 (Art10.1.1 tableau 10.1). [3]

On a : N_u = 760.83KN valeur max.

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{760.83}{10} = 76.08 \text{ KN}$$

F = 76.08 KN > 20 KNCondition vérifiée.

- Les armatures longitudinales sont données par :

$$\sigma_s = \frac{F}{A_s} \longrightarrow A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{76.08 \times 10^3}{434.78} \longrightarrow A_s = 1.74 \text{ cm}^2$$

La section d'armature est donnée par les armatures minimales

$$A_{\min} = 0.6\% \times b \times h \longrightarrow A_{\min} = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 4.50 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T12 = 6.79 cm²

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL 91) [1]**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 250 \times 270 \times \frac{2.4}{500} \longrightarrow A_{\min} \geq 0.74 \text{ cm}^2$$

A_{min} = 0.74 cm² < A_{adpt} = 6.79cm² Condition vérifiée.

❖ **Armature transversal:**

$$\emptyset \geq \frac{\emptyset}{3} \longrightarrow \emptyset \geq \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

On adopte : **∅ = 8 mm.**

❖ Espacement:

$$S_t \leq \min (0.9 \times h ; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t \leq \min (0.9 \times 30 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (27 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t \leq 27 \text{ cm}$$

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

VI.5.3. Schéma de ferrailage :

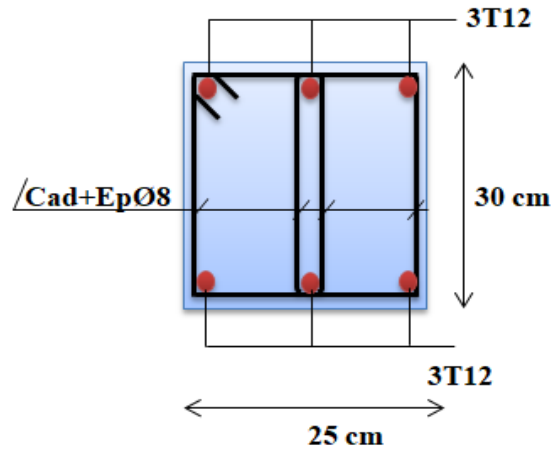


Figure VI.7 : Ferrailage de longrine.

VI.6. 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 les semelles filantes.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ✓ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ✓ La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité.
- ✓ La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ROBOT, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur comportement proche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- ✓ L'étude de des fondations est conçue en fonction de la capacité portante du sol et l'importance de la structure, et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.
- ✓ D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

De ce fait cette étude constitue la première expérience dans notre métier à savoir l'apprentissage des différents règlements à suivre et à respecter.

Références bibliographiques

[1] : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé **(BAEL91)**.

[2] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **(C.B.A93)**.

[3] : **RPA99/version2003**, Règles Parasismiques Algériennes, règlement, 2003.

[4] : **DTR** ,Document Technique Réglementaire

[5] : Mémoires passés

[6] : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites révisées **99(BAEL99)**.

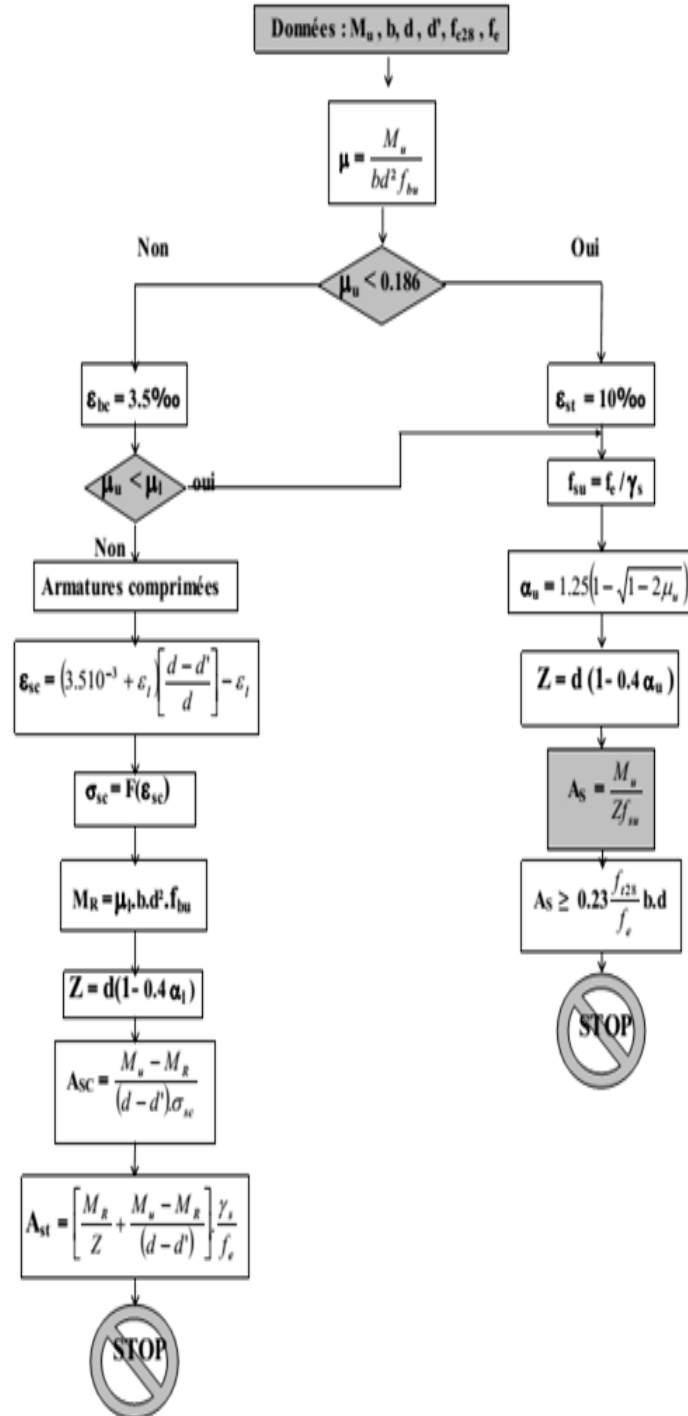
[7] Jean marie Husson. Etude des structures en béton (BAEL91 révisé99) .écoles d'ingénieurs génie civil. CASTELLIA. p39

[8] Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. Document technique réglementaire DTR C 3 1.1, isolation acoustique des parois aux bruits aériens, règle de calcul, CNERIB. 2004

Annexe 1

Flexion simple:

SECTION RECTANGULAIRE



Annexe 2

Tableau des sections des armatures

Section en cm² de N armature de diamètre Ø en mm :

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

Ø	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	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
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	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.

Annexe 3

Cas des dalles rectangulaires uniformément chargés articulés sur leur contour :

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	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	0.0956	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