

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila

Institut des Sciences et de Technologie

Département de Génie civil et Hydraulique



N° Ref :.....

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme

de MASTER

Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : STRUCTURE

***Etude d'un bâtiment à (R+8) usage multiple
en zone sismique IIA***

Réalisé par :

- BOUDRAA TAYSSIR

- DERMOUCHI SALIHA

Soutenu devant le jury :

Dr. Taher TIOUA

Dr. Abedelkader BRAHIMI

Dr. Moustapha RABEHI

Dr. Rofia ABADA

Président

Examineur

Promoteur

Co- Encadreur

Année universitaire : 2021/2022

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH de nous avoir guidés vers la bonne voie du savoir et de nous avoir donné le courage et la volonté afin de pouvoir finaliser et réaliser ce modeste travail.

Au terme de ce travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

A notre encadreur Dr.M. RABEHI et le Dr. R. ABADA pour leur aide, leur patience et leur conseils précieux qu'ils nous ont apportées durant notre étude et réalisation de ce projet.

Dédicaces

Je dédie ce travail à : Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à la fin de ma formation, qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles durant ce long chemin ;

À ma mère qui a été à mes côtés, qui m'a soutenu durant toute ma vie,

À mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci chères parents.

À mes frères, mes sœurs et à toute ma famille sans exception.

*À mon binôme **DERMOCHI SALIHA***

À tous mes amis, et à toute la promotion de Master2 génie civil promotion 2022.

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

Dédicaces

Je dédie ce travail à : Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à la fin de ma formation, qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles afin de finaliser ce long chemin ;

À ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie,

À mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci chères parents.

À mes frères, mes sœurs et à toute ma famille sans exception.

*À mon binôme **BOUDRAA TAYSSIR***

À tous mes amis, et toute la promotion de Master2 génie civil promotion 2022.

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

Liste des symboles

As=section d'aciers tendues

As=section d'aciers transversaux

A's= section d'aciers comprimés

B =section de béton

b = largeur d'une section de poutre

Br= section réduite de béton d'un poteau

d=hauteur utile d'une section de béton d'une poutre

d'=distance entre les armatures comprimées et la partie supérieure de la section

E=module de Young d'un matériau

E_{ij}=module de déformation instantanée à l'âge de j jours

E_{vj}=module de déformation différé à l'âge de j jours

E_s=module d'élasticité de l'acier

f_{bu}= contrainte limite du béton à l'ELU

f_{c28}=résistance du béton à la compression à 28jours

f_e=résistance caractéristique des aciers

f_{ij} = résistance à la traction du béton

G=charge permanente surfacique

g =charge permanente linéaire

H_o=effort horizontal de vent sur la plus grande face

H_I=effort horizontal de vent sur la plus petite face

h=Hauteur d'une section de béton d'une poutre

I=inertie d'une section

i=rayon de giration d'une section

l_f=longueur de flambement d'un poteau

M = moment fléchissant

M_u=moment fléchissant ultime

M_{rb}=moment résistant du béton

n=coefficient d'équivalence de la section de béton homogénéisée

N_u=effort normal ultime dans un poteau

P_u=charge surfacique pondérée à l'ELU

p_u=charge linéaire pondérée à l'ELU

P_{els}=charge surfacique à l'ELS

Q=charge surfacique d'exploitation

St=espacement des armatures transversales

Vu=effort tranchant ultime

α =rapport entre la distance de l'axe neutre et la fibre supérieure du béton et la hauteur utile d

ϵ_b =taux de déformation du béton

ϵ_s =taux de déformation de l'acier

γ_b =coefficient de sécurité du béton

γ_s =coefficient de sécurité de l'acier

$\varnothing$ =diamètre des aciers

λ =élancement des poteaux

Uu= Rapport entre le moment ultime et le produit bd^2f_{bu}

σ =contrainte normale

σ_b =contrainte dans le béton

$\sigma_{blimite}$ =contrainte limite du béton à l'ELS

σ_s = contrainte dans l'acier

$\sigma_{slimite}$ =contrainte limite de l'acier à l'ELS

ν = coefficient de poisson

τ_u =contrainte de cisaillement ultime

θ b=coefficient caractéristique du béton

Liste des abréviations

BAEL=béton armé aux états limites.

BA = béton armé

D appui= distance entre deux appuis

ELU= état limite ultime.

ELS=état limite service

RDC= réez de chaussée

RPA=règlementation parasismique algériennes

Sommaire

Introduction Générale.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I: Generalite sur le projet

I.1. Introduction :.....	3
I.2. Implantation de l'ouvrage :	3
I.3. Présentation du bâtiment :	4
I.3.1. Description architecturale	4
I.4. Caractéristique géotechnique du sol :.....	5
I.5. Conception de la structure :	5
I.6. Caractéristique mécanique des matériaux :.....	9
I.6.1. Béton	9
I.6.2. Acier.....	13
I.7. Les règlementations :	16
I.8. Conclusion :	16

CHAPITRE II: Evaluation des charges et surcharges

II.1. Introduction :.....	18
II.2. Evaluation des charges et surcharges :	18
II.2.1. Les planchers :	18
II.2.2. Acrotère :	20
II.2.3. Escalier :	21
II.2.4. Balcon :	22
II.2.5. L'ascenseur :	22
II.2.6. Les Murs :	23
II.3. Conclusion :	23

CHAPITRE III: Pré-dimensionnement des éléments résistants

III.1. Introduction :	25
-----------------------------	----

III.2. Pré-dimensionnement les poutres :.....	25
III.2.1. Poutre principale :	25
III.2.2. Les poutres secondaires (Chaînages) :	26
III.2.3. Les voiles :	27
III.3. Pré dimensionnement des poteaux :	27
III.3.1. Détermination de la résistance ultime du poteau.....	32
III.4. Conclusion :	34

CHAPITRE IV : Pré-dimensionnement des éléments non structuraux et leurs ferrailages

IV.1. Introduction :	36
IV.2. Etude de l'acrotère :	36
IV.2.1. Poids propre de l'acrotère :	37
IV.2.2. Combinaisons d'action :	37
IV.2.3. Calcul de l'excentricité :	37
IV.2.4. Détermination du ferrailage :	37
IV.3. Étude d'escalier :	40
IV.3.1. Pré dimensionnement :	41
IV.3.2. Étude des escaliers	41
IV.3.3. Calcul des sollicitations :	43
IV.4. Étude de la poutre palière :	47
IV.4.1. Evaluation des charges :	48
IV.4.2. Réaction d'escalier ou niveau du palier :	48
IV.4.3. Ferrailage :	48
IV.5. Étude d'un plancher à corps creux :	52
IV.5.1. Évaluation des charges appliques à chaque nervure:	52
IV.5.2. Méthode de forfaitaire :[1]	53
IV.5.3. Méthode de CAQUOT : [1]	53

IV.5.5. Plancher terrasse :(Dans notre projet on à un seul type)	55
IV.5.6. Plancher étage courant : (Dans notre projet on à 2 type)	60
IV.5.7. Schéma de Ferrailage :.....	69
IV.5.8. Ferrailage de la dalle de compression :.....	69
IV.6. Etude planché en dalle pleine :.....	70
IV.6.1. Etude du balcon :.....	70
IV.6.2. Choix de l'épaisseur des dalles	70
IV.6.3. Descente de charges	71
IV.6.4. Exemple de calcul :	71
IV.7. L'ascenseur :.....	74
IV.7.1. Redimensionnement :.....	74
IV.7.2. Détermination des charges et surcharges :.....	74
IV.7.3. Combinaison des charges :.....	74
IV.7.4. Calcul des efforts :	74
IV.7.5. Ferrailage de la dalle :.....	75
IV.7.6. Calcul des armatures transversales :	76
IV.7.7. vérification :	76
IV.8. Conclusion :.....	78

CHAPITRE V : Etude dynamique et sismique

V.1. Introduction :	80
V.2. Objectif de l'étude dynamique :	80
V.3. Méthode de calcul :.....	80
V.4. Modélisation de la structure :	80
V.4.1. Présentation d'un logiciel de calcul :.....	80
V.4.2. Modélisation :.....	81
V.5. Conclusion	103

CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structurants

VI.1. Étude des poteaux :	105
VI.1.1. Introduction :	105
VI.1.2. Les recommandations du RPA 99/2003:	105
VI.1.3. Sollicitations dans les poteaux :	107
VI.2. Étude des poutres :	113
VI.3. Calcul des voiles:.....	122
VI.3.1. Recommandations du RPA99/2003:.....	124
VI.3.2. Sollicitations de calcul :	125
VI.3.3. Ferrailages des voiles :.....	126
VI.4. Conclusion :.....	131

CHAPITRE VII : Étude de l'infrastructure

VII.1. Introduction.....	133
VII.2. Choix et type de fondations :	133
VII.3. La vérification :	137
VII.4. Conclusion :	150
Conclusion générale	152
LES REFERENCES	153

Annexes

Liste des figures

Chapitre I : Généralité sur le projet

Figure I. 1 : Situation géographique de notre ouvrage	3
Figure I. 2 : Vue en plan du réz de chaussée.	4
Figure I. 3 : Vue en plan de l'étage courant	5
Figure I. 4 : image d'ossature.....	6
Figure I. 5 : Plancher en corps creux.....	6
Figure I. 6 : Plancher en dalle pleine.....	7
Figure I. 7 : différent éléments d'un escalier	7
Figure I. 8 : Brique creuse	7
Figure I. 9 : Image de l'acrotère.....	8
Figure I. 10 : Gaine d'ascenseur.....	8
Figure I. 11: Évaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	10
Figure I. 12 : Diagramme des contraintes du béton	11
Figure I. 13: Diagramme contrainte déformation de l'acier	14

Chapitre II : Evaluation des charges et sur charges

Figure II. 1 : Plancher type terrasse inaccessible	18
Figure II. 2 : Plancher étage courant.	19
Figure II. 3 : coupe verticale du plancher courent à dalle pleine et balcon.....	19
Figure II. 4:schéma de l'acrotère.....	20

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments résistants

Figure III. 1 : Schéma du voile.....	27
Figure III. 2 : Poteau le plus sollicité	29

Chapitre IV : pré dimensionnement des éléments non structuraux et leurs ferrailages

Figure IV. 1: Schéma statique de l'acrotère.....	36
Figure IV. 2: Dimensions de l'acrotère.....	36

Figure IV. 3 : Coffrage et ferrailage de l'acrotère.....	40
Figure IV. 4: Schémas d'escalier	41
Figure IV. 5 : Schéma de ferrailage global	52
Figure IV. 6 : Coupe du plancher du corps creux.	52
Figure IV. 7 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.....	56
Figure IV. 8 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.	56
Figure IV. 9 : Coupe d'une poutrelle.	56
Figure IV. 10: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.....	61
Figure IV. 11 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.	62
Figure IV. 12 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.....	62
Figure IV. 13: Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS.....	62
Figure IV. 14 : Schéma de Ferrailage de nervure (20+4).	69
Figure IV. 15 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	70
Figure IV. 16: Schéma statique des balcons.....	70
Figure IV. 17 : Schéma de ferrailage du balcon.....	74
Figure IV. 18 : vue en plan de dalle machine.....	74
Figure IV. 19: Schéma de ferrailage de l'ascenseur.....	78

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

Figure V. 1: vue en plan de la modélisation de la structure avec logiciel ROBOT	81
Figure V. 2: mode 1 de déformation (translation suivant l'axe X – X)	82
Figure V. 3 : mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y – Y)	83
Figure V. 4 : mode 3 de déformation (rotation suivant l'axe Z – Z).....	83
Figure V. 5: schéma de la première disposition des voiles	84
Figure V. 6 : schéma de la deuxième disposition des voiles.....	86
Figure V. 7: mode 1 de déformation (translation suivant l'axe X – X)	87
Figure V. 8: mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y – Y)	87
Figure V. 9: mode 3 de déformation (rotation suivant l'axe Z – Z).....	88

Figure V. 10: schéma de la troisième disposition des voiles	89
Figure V. 11: mode 1 de déformation (translation suivant l'axe Y – Y)	90
Figure V. 12: mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X – X)	90
Figure V. 13: mode 3 de déformation (rotation suivant l'axe Z – Z).....	91

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structurants

Figure VI. 1: la zone nodale	106
Figure VI. 2 : Schéma de ferrailage des poteaux	112
Figure VI. 3: Schéma ferrailage des poutres secondaire.....	122
Figure VI. 4: schéma de la troisième disposition des voiles. Source : Auteurs	125
Figure VI. 5: Schéma ferrailage des voiles $e=20\text{cm}$	131

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

Figure VII. 1: Semelle isolée.	Figure VII. 2 : Semelle filante.	134
Figure VII. 3 : Dimensions du radier générale.....		134
Figure VII. 4: Schéma du poinçonnement.....		140
Figure VII. 5 : schéma ferrailage du radier et nervure		150

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralité sur le projet

Tableau I. 1: fe en fonction du type d'acier	14
--	----

Tableau I. 2: Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé	16
---	----

Chapitre II : Evaluation des charges et sur charges

Tableau II. 1 : descente des charges (terrasse inaccessible).....	18
---	----

Tableau II. 2: Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.	19
---	----

Tableau II. 3: charges permanentes et d'exploitation de la dalle pleine	20
---	----

Tableau II. 4: charges permanentes et d'exploitation d'un acrotère.	20
--	----

Tableau II. 5: Charge permanente et d'exploitation de la paillasse.	21
--	----

Tableau II. 6: Charge permanente et d'exploitation de la paillasse.	21
--	----

Tableau II. 7: Charges permanentes et d'exploitation d'un palier.	22
--	----

Tableau II. 8: les charges permanentes et d'exploitations d'un balcon.....	22
--	----

Tableau II. 9:Charge permanente du mur extérieur.	23
--	----

Tableau II. 10:Charge permanente mur intérieur.	23
--	----

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments résistants

Tableau III. 1: les dimensions des poteaux	28
--	----

Tableau III. 2 : Les différentes sections de poteaux.....	29
---	----

Tableau III. 3 : Les décentes des charges des poteaux.....	30
--	----

Tableau III. 4 : Résultats des vérifications au flambement	33
--	----

Chapitre IV : pré dimensionnement des éléments non structuraux et leursferraillages

Tableau IV. 1: Les combinaisons d'action.	52
--	----

Tableau IV. 2 : Les Moments et l'effort tranchants de Plancher terrasse à ELU	55
---	----

Tableau IV. 3 : Les Moments et l'effort tranchants de Plancher terrasse à ELS.	55
---	----

Tableau IV. 4 : Les Résultats de ferraillage en travée de plancher terrasse.....	59
--	----

Tableau IV. 5 : Les Résultats de ferraillage en appui de plancher terrasse.....	59
---	----

Tableau IV. 6 : Les Moments et l'effort tranchants de plancher étage courant à ELU.....	60
---	----

Tableau IV. 7: Les Moments et l'effort tranchants de plancher étage courant à ELS.	60
Tableau IV. 8 : Les Moments et l'effort tranchants de plancher étage courant à ELU.....	61
Tableau IV. 9: Les Moments et l'effort tranchants de plancher étage courant à ELS.	61
Tableau IV. 10: Les Résultats de ferrailage en travée de plancher étage courant.....	65
Tableau IV. 11: Les Résultats de ferrailage en appui de plancher étage courant.	65
Tableau IV. 12 : tableau récapitulatif des résultants de ferrailage	75

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

Tableau V. 1: Coefficient d'Accélération de Zone A.	94
Tableau V. 2: Valeurs de ξ (%).	95
Tableau V. 3: Valeurs du coefficient CT.	96
Tableau V. 4: valeurs du coefficient de comportement R.	97
Tableau V. 5: valeurs des pénalités P_q	98
Tableau V. 6: Valeurs du coefficient de pondération β	98
Tableau V. 7: Vérification de l'effort tranchant à la base.....	99
Tableau V. 8 : Vérification des déplacements inter étages du bloc.	100

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structurants

Tableau VI. 1: Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux	106
Tableau VI. 2: Sollicitations dans les poteaux.	107
Tableau VI. 3 : Sections des armatures longitudinales.	108
Tableau VI. 4 : Sections des armatures longitudinales adoptées	109
Tableau VI. 5 : Sections des armatures transversales	110
Tableau VI. 6: Vérification des contraintes de cisaillement.	112
Tableau VI. 7: Sollicitations de la poutre principale.....	114
Tableau VI. 8: Ferrailage des poutres principales.....	116
Tableau VI. 9: Sollicitations de la poutre secondaire.....	119
Tableau VI. 10: Ferrailage des poutres secondaire.	120

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

Tableau VII. 1 : Vérification du renversement - non soulèvement.	139
Tableau VII. 2 : Ferrailage de la dalle du radier pour les autres panneaux.....	144
Tableau VII. 3 : Vérification des contraintes après modification des sections d'aciers.	145
Tableau VII. 4 : Formule utilisé pour la transformation des charges.....	146
Tableau VII. 5 : Regroupement des sollicitations maximales les nervures plus sollicités.....	147

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué d'un rez de chaussée + 8 étages avec forme régulière en plan et en élévation. Cette étude se compose de trois parties : La première, la description générale du projet avec une présentation des éléments du bâtiment, Ensuite la descente des charges. La deuxième partie concerne l'étude des éléments résistants (Les poutres, les poteaux et les voiles) et les éléments non structuraux (acrotère, escalier, balcon etc.) et leurs ferraillements en tenant compte des recommandations de RPA99 version 2003 et BAEL91 modifié 99. La dernière partie concerne l'étude dynamique et sismique ensuite l'étude de l'infrastructure (fondations).

Mots clés : Bâtiment, RPA99 version 2003, BAEL91 modifié 99.

المخلص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى سكني يتكون من ثمانية طوابق مع طابق ارضي بشكل منتظم في المخطط والارتفاع تتكون هذه الدراسة من ثلاثة اجزاء الاول يتكون من الوصف العام للمشروع و المواد المستعملة في البناء مع عرض حمولة كل عنصر الجزء الثاني يتعلق بدراسة العناصر الاساسية و الثانوية للمشروع مع الاخذ بعين الاعتبار توصيات

.BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003

الجزء الاخير يتعلق بالدراسة الديناميكية و الزلزالية و البنية الاساسية للمشروع

الكلمات المفتاحية

RPA99 version 2003 , BAEL91 modifié 99 العمارة

Abstract:

This Project presents a detailed study of a building multiple used consists a ground floor addition (08) floors, in regular form This study consists of three parts: The first start with description of project with a presentation of materials properties, then the descent of loads. The second part aims to study first and second elements (beams,sail, stairs, parapet, and balcony).and their reinforcement. At the end the dynamic and seismic study and infrastructure(foundation) will be calculated in the last part.

Key words: RPA 99 modified 2003; BAEL 91 modified 99; building.

Introduction Générale

Introduction Générale

L'aboutissement d'un projet de construction d'ouvrage de génie civil en général est le fruit d'un long travail fait par une équipe pluridisciplinaire ayant des domaines de compétences assez variés.

L'ingénieur en structure occupe une place de choix dans ce dispositif car ayant la lourde tâche de concevoir d'analyser et de dimensionner les différents éléments porteurs de l'ouvrage pour assurer sa fonctionnalité, sa résistance mécanique pendant toute sa durée de vie sans risque pour l'utilisateur et à moindre coût.

Ainsi le rôle de l'ingénieur est de concilier des critères antagonistes qui sont d'une part la fonctionnalité et la résistance mécanique de l'ouvrage et d'autre part le coût de celui-ci.

Le but de cette présente étude est de proposer une répartition efficace des différents éléments de béton armé d'un immeuble R+8 ainsi que leurs dimensions respectives (section d'acier et de béton) pour assurer une bonne transmission au sol des différentes sollicitations que l'ouvrage aura à supporter durant son utilisation.

L'étude s'effectuera sur la base des lois de la résistance des matériaux et de la réglementation existante du béton armé aux états limites (BAEL 91).

Le travail est subdivisé en sept Chapitres, le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans le second chapitre contient les descentes des charges. Ensuite dans le troisième chapitre nous avons fait un pré dimensionnement des éléments Structuraux de notre bâtiment. Le quatrième chapitre nous avons présenté le calcul des éléments secondaires et leurs ferraillements. Après cela nous avons fait l'étude dynamique et sismique. Le sixième chapitre contient le ferraillement des éléments résistants. En ce qui le septième chapitre concerne l'étude du sol et des fondations.

Nous terminons notre travail par une conclusion générale qui regroupe l'ensemble des remarques et des constatations.

CHAPITRE I :

Généralité sur le projet

I.1. Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux et différentes sollicitations dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier)

I.2. Implantation de l'ouvrage :

Nous sommes chargés d'étudier un bâtiment R+8 en béton, ce projet se situe à Constantine commune d'El khroub.

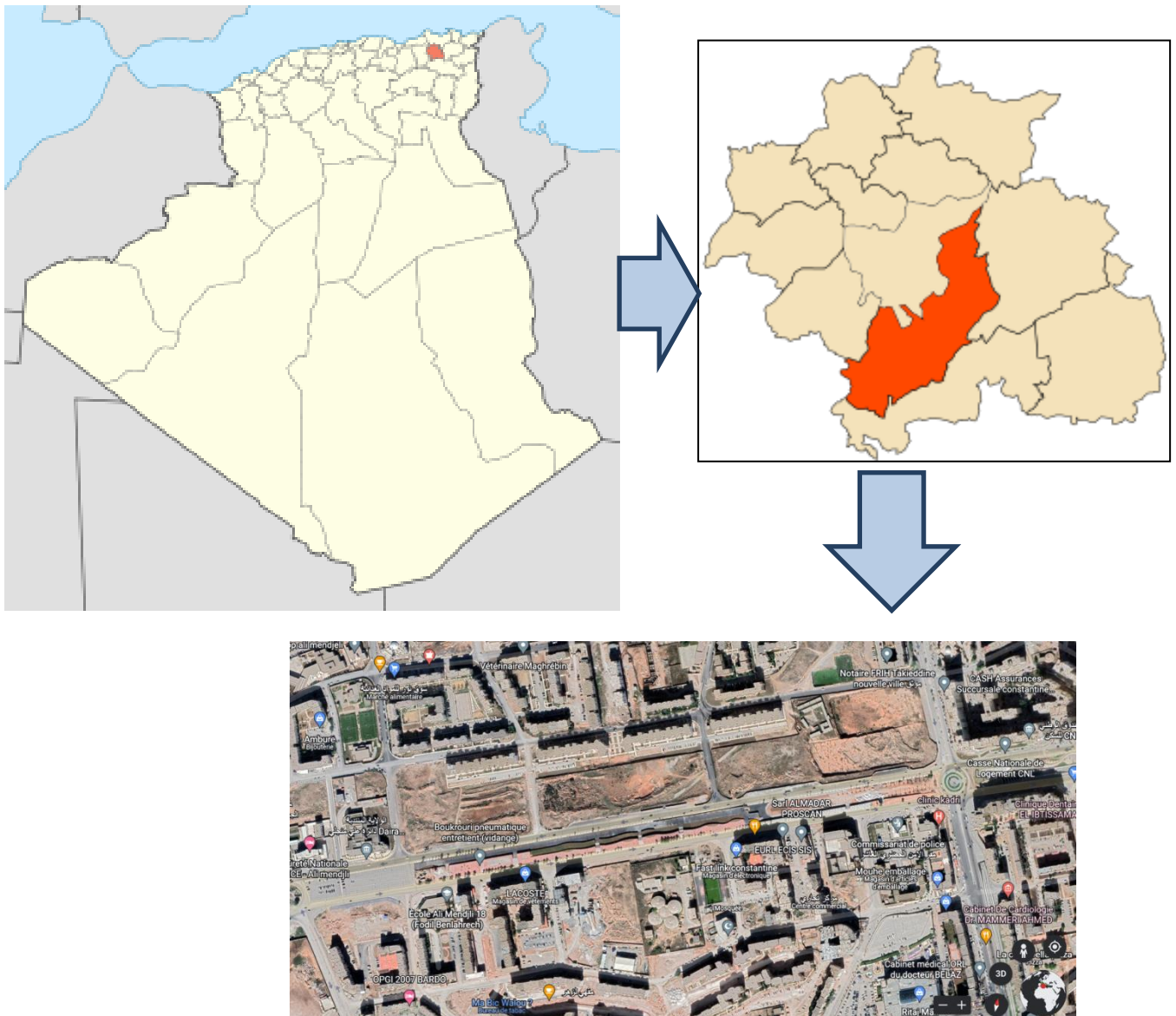


Figure I. 1 :Situation géographique de notre ouvrage

I.3. Présentation du bâtiment :

Nous sommes chargés d'étudier un bâtiment R+8 en béton armé composé :

- Un RDC
- Les huit étages à usage d'habitation avec un logement par niveau de type F4.
- La configuration du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation.

D'après la classification des RPA99 version 2003 :

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- Le site est considéré comme ferme (S2).

I.3.1. Description architecturale

Dimensions en plan :

Longueur en plan : $L_x = 28,82\text{m}$. Largeur en plan : $L_y = 14,46\text{m}$.

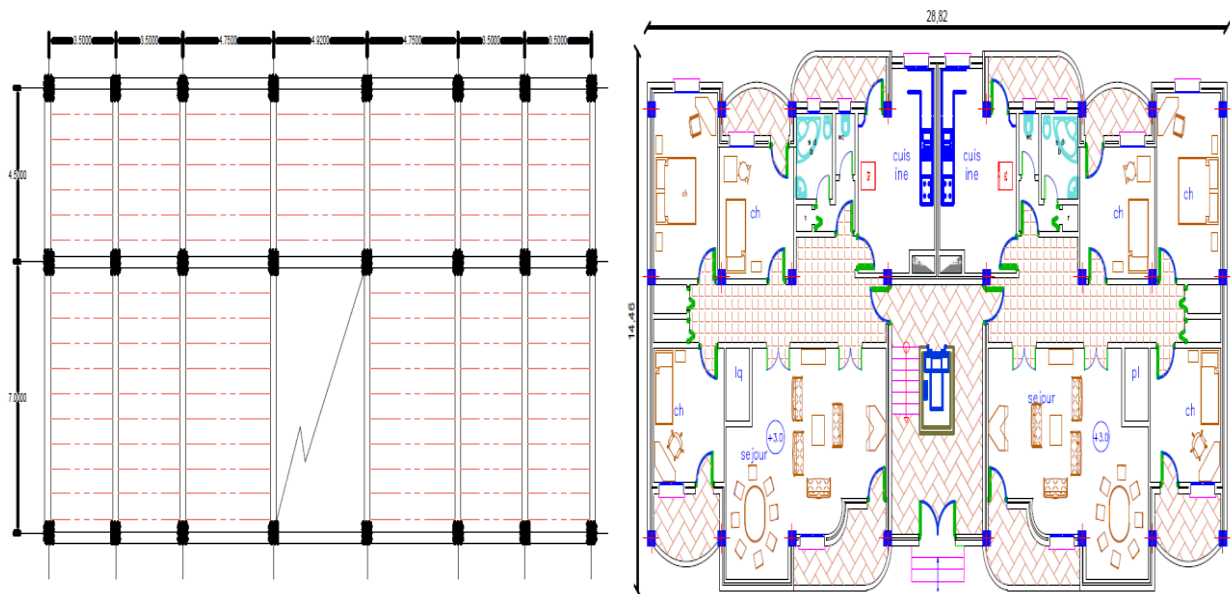


Figure I. 2 : Vue en plan du rez de chaussée.

Dimensions en élévation :

Hauteur totale du bâtiment : $H = 27,54\text{m}$.

Hauteur totale du bâtiment + l'acrotère : $H_t = 28,14\text{m}$.

Hauteur du RDC : $h_{rdc} = 03,06\text{m}$.

Hauteur des étages courants : $h = 03,06\text{m}$.

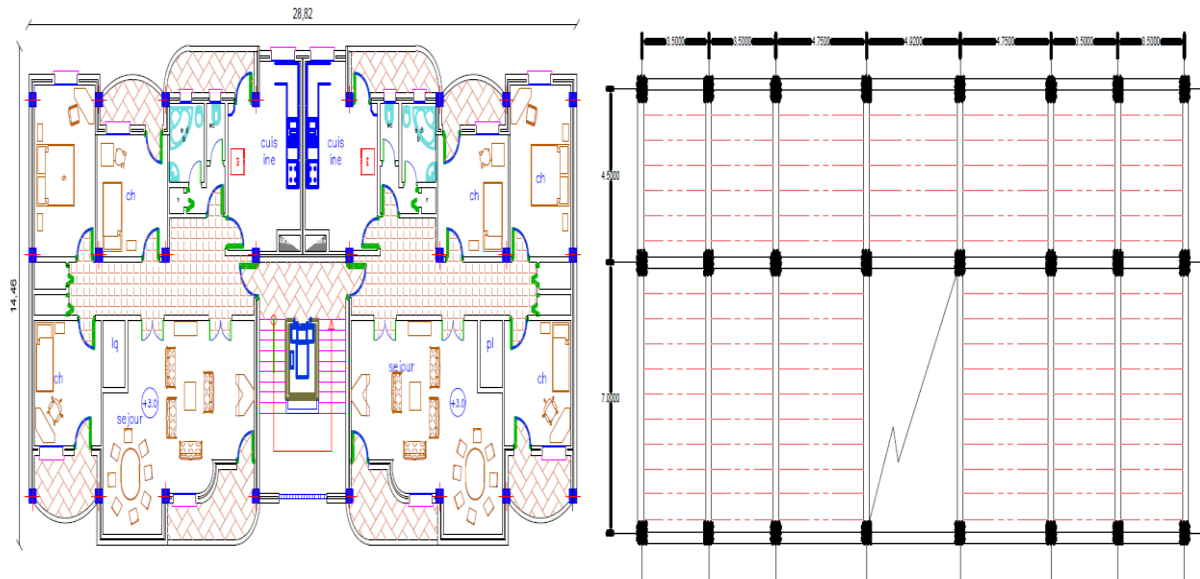


Figure I. 3: Vue en plan de l'étage courant

I.4. Caractéristique géotechnique du sol :

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que les sols en place sont de composition alluvionnaire, présentés par des sables, des grès et des calcaire rencontrés dans un contexte très hétérogène.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2.5 bars.

Le sol est classé en catégorie S2 (ferme) selon sa nature géotechnique :

L'angle de frottement ϕ est de 28.96° , une cohésion C_d de 0.01 bars, une densité humide γ_h de 22.12KN/m

I.5. Conception de la structure :

Ossature de l'ouvrage :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques en béton armé tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.



Figure I. 4 :image d'ossature

Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

➤ Plancher en corps creux :

Nous avons choisi d'utiliser ce type de plancher pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique à la base.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

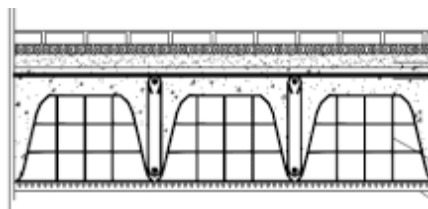


Figure I. 5 :Plancher en corps creux

➤ Planchers dalle pleine :

Pour certaines zones, on opte pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.



Figure I. 6 : Plancher en dalle pleine

Escaliers :

Sont des éléments secondaires, permettant de passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

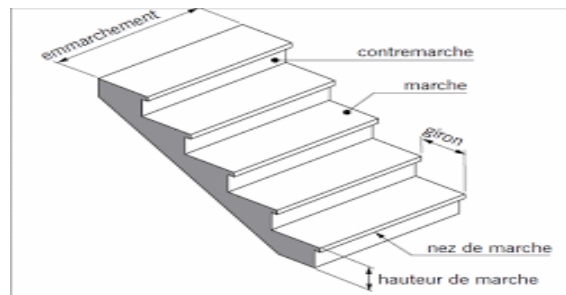


Figure I. 7 : différents éléments d'un escalier

Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en brique creuses.

Les murs extérieurs sont réalisés en brique creuses à doubles parois séparés par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

Les cloisons de séparation sont en simple parois réalisées en brique creuses de 10cm d'épaisseur.

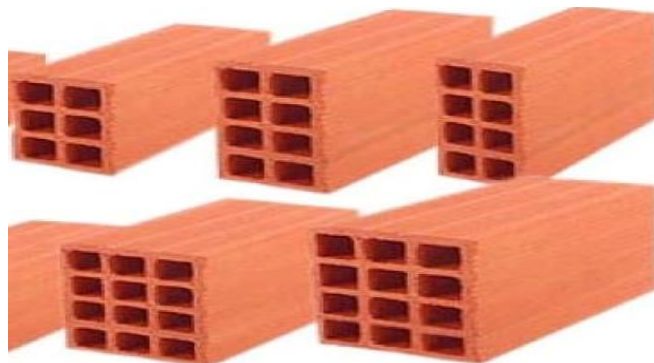


Figure I. 8 : Brique creuse

Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour tous le commerce, les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs extérieures et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton arme. L'acrotère fait 60cm de sa hauteur.



Figure I. 9 : Image de l'acrotère

Gaine d'ascenseur :

En raison de nombre de niveaux, le bâtiment comprend un ascenseur. il s'agit d'un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux de bâtiment sans avoir à utiliser les escaliers.

L'ascenseur est composé essentiellement d'une cabine et sa machinerie.



Figure I. 10 : Gaine d'ascenseur

I.6. Caractéristique mécanique des matériaux :

I.6.1. Béton

I.6.1.1. Définition

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

La variation de la résistance et des autres propriétés du béton et de l'acier sont contrôlées par des mesures effectuées en laboratoire sur éprouvettes.

Béton est un mélange composé de ciment, de gravier, de sable et d'eau en proportions déterminées. Il est le plus souvent associé à l'acier donnant ce qu'on appelle "béton armé".

Le ciment est un composé minéral formant avec l'eau une pâte qui durcit progressivement. Le ciment utilisé est un CPJ 32,5 (ciment portland composé de classe 32,5).

Les granulats qui rentrent dans la confection du béton sont le sable et le gravier.

Eau de gâchage doit être propre et dépourvue de tout produit pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques des aciers tel que la résistance.

I.6.1.2. Composition du béton

Un béton courant un mètre cube, est composé de:

350 Kg de ciment (CPA 325).

400 l Sable ($0 < D_g < 5\text{mm}$).

800 l de:

- Gravillons ($5 < D_g < 15\text{mm}$).
- Gravier ($15 < D_g < 25\text{mm}$).

175 l d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2500Kg /m³.

I.6.1.3. Résistance caractéristique du béton

a. Résistance caractéristique en compression f_{cj}

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en

MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à la rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

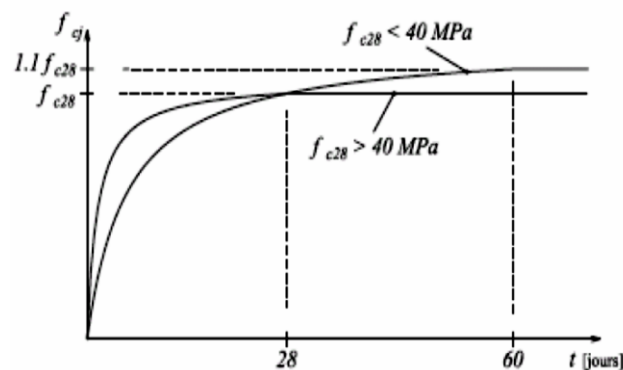


Figure I. 11: Évaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Pour 1m^3 de béton courant doser à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} . Comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend $f_{c28} = 25$ MPa

b. Résistance à la traction f_{tj}

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} < 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

c. Contrainte limite : CBA 93 (Art A.4.3)

c.1 Etat limite ultime :(Art A-4. 3.4 BAEL 91)

- **Contrainte ultime de compression**

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

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

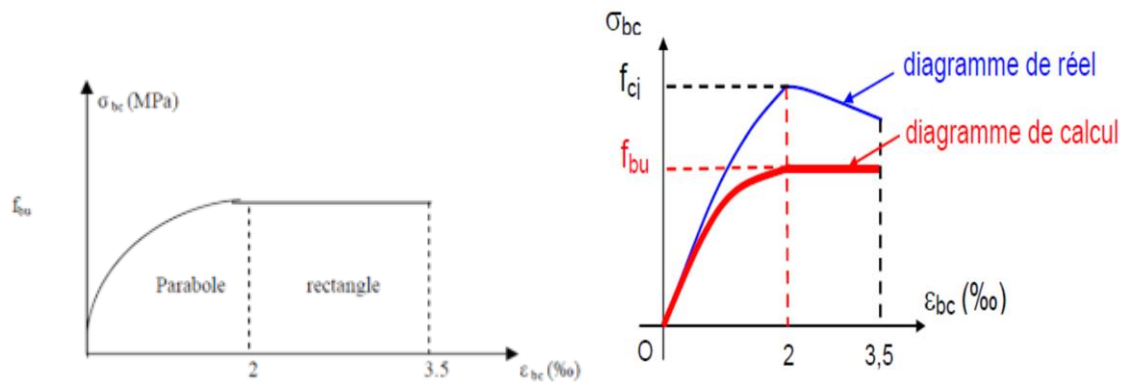


Figure I. 12 : Diagramme des contraintes du béton

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité:

- $\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.
- $\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

θ : dépend de la durée d'application des charges.

- $\theta = 1$: lorsque la durée probable d'application des charges considérées est supérieure a 24 heures.
- $\theta = 0,9$: lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$: lorsqu'elle est inférieure a 1 heure.

Dans notre cas on $\theta = 1$.

$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa pour : } \gamma_b = 1,5$$

$$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa pour : } \gamma_b = 1,15$$

- **Contrainte ultime de cisaillement**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par: $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \text{ pour la fissuration préjudiciable ou bien très préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc:

$$\tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 2,5 \text{ MPa fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

c.2 Etat limite service : (BAEL 91.Art A-4.5.2)

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{bc}$

Avec:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

d. déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj}

- **Le module de déformation longitudinale instantané**

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} , \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164.19 \text{ MPa.}$$

- **Le module de déformation longitudinale différé**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij}$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a:

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a:

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa}$$

- **Module déformation transversale**

$$G = \frac{E}{2(2\nu + 1)} \quad (\text{Module de glissement}).$$

Avec :

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

$$G_{Els} = 18493,45 \text{ MPa}.$$

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

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \frac{\frac{\Delta d}{d_0}}{\frac{\Delta L}{L_0}} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELS), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

I.6.2. Acier

I.6.2.1. Définition

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

I.6.2.2. Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Principales armatures utilisées

Tableau I. 1: f_e en fonction du type d'acier

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400.

I.6.2.3. Contrainte limite

- Etat limite ultime

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

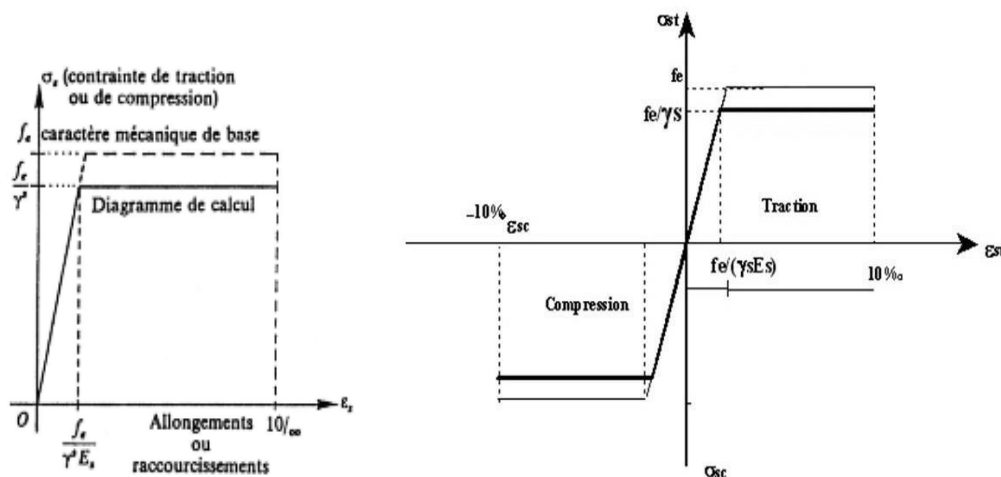


Figure I. 13: Diagramme contrainte déformation de l'acier

$$\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s} ; \quad \varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

$E_s = 200\,000$ MPa.

σ_s : Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_s = 1 \text{ cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ cas de situations durables ou transitoires.} \end{cases}$

- Etat limite de service

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible (F.P): $\sigma_s = f_e$.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s < \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{n} f_{tj})$ MPa. (BAEL 91art A.4.5.3.3)

- Fissuration très préjudiciable (F.T.P) : $\sigma_s < \min(2/3 f_{te} ; 90 \sqrt{\eta} f_{tj})$ MPA. (BAEL 91 art A.4.5.4)

Avec :

η : Coefficient numérique des armatures :

- $\eta = 1$ Pour les ronds lisses
- $\eta = 1.6$ Pour les armatures à haute adhérence

➤ **Coefficient de scellement ψ : (BAEL 91 Art A-6.1.21)**

- $\psi_s = 1$; Pour les ronds lisses.
- $\psi_s = 1.5$; Pour les hautes adhérences

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- Résistance mécanique du béton à la compression et à la traction:

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

- La Résistance mécanique élastique d'armature à la compression et à la traction:

$f_{te} = 400 \text{ MPa}$.

- Module de déformation longitudinal instantané du béton: $E_{ii} = 32164.19 \text{ MPa}$, calculé selon la formule suivante : $E_{ii} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$
- Module de déformation longitudinal différé du béton: $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$, calculé selon la formule suivante : $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$
- Module de déformation longitudinal des armatures: $E_s = 200000 \text{ MPa}$
- Poids volumique du béton : $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$
- $\nu = 0.2$: dans le cas des états limitent de services.
- $\nu = 0$: dans le cas des états limites ultimes.

Tableau I. 2: Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé

Matériaux	Caractéristique mécanique		Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})		25
	Contrainte limite à l'ELU:	situation durable	14,17
		situation accidentelle	18,47
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})		15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}		32164,19
Acier	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}		10721,39
	Limite d'élasticité f_e		400
	Module d'élasticité		$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU:	situation durable	400
		situation accidentelle	348
	Contrainte à l'ELS:	FPN	348
		FN	201.63
		FTN	164.97

I.7. Les réglementations :

Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

- DTR.BC.2.41 (CBA93 : Règles de conception de béton armé).
- DTR.BC.2.2 (charge permanent et charge d'exploitation).

I.8. Conclusion :

Dans ce 1er chapitre, nous avons présenté préinscription du projet avec toute sa caractéristique, nous avons donné les caractéristiques des matériaux utilisées ainsi que les codes et règlement en vigueur.

CHAPITRE II :

Evaluation des charges et surcharges

II.1. Introduction :

La descente des charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher donc pour l'évaluation des charges et surcharges, on utilise le document technique réglementaire algérien **DTR B.C. 2.2.5** intitulé "charges permanentes et charges d'exploitations".

G : La charge permanente représente le poids mort.

Q : La charge d'exploitation ou la surcharge.

II.2. Evaluation des charges et surcharges :

II.2.1. Les planchers :

a-Plancher terrasse inaccessible :

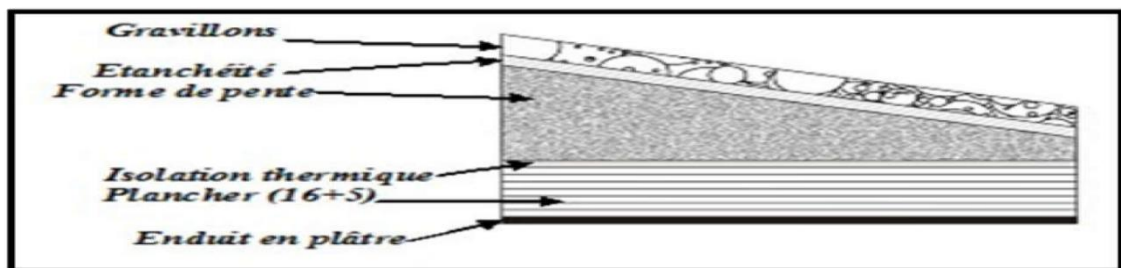


Figure II. 1 : Plancher type terrasse inaccessible

Tableau II. 1 : descente des charges(terrasse inaccessible).

N	Désignation	e(m)	(N/m ³)	Charge(N/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	20000	1000
2	Etanchéité multicouche	0.02	6000	120
3	Forme de pente	0.1	22000	2200
4	Isolation thermique	0.04	4000	160
5	Dalle à corps creux	0.20	14000	2800
6	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				G _T = 6880
Surcharge d'exploitation				Q _T =1000

b- Plancher étage courant :

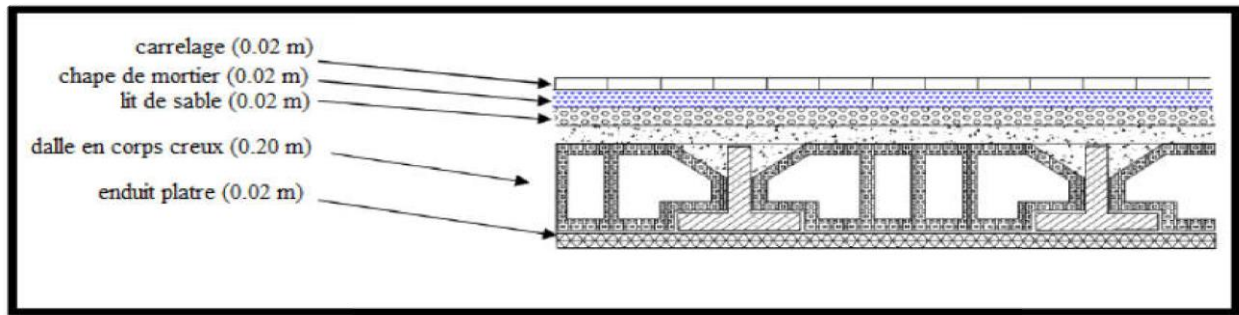


Figure II. 2 : Plancher étage courant.

Tableau II. 2: Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.

°	Désignation	e(m)	$\gamma(\text{N/m}^3)$	Charge(N/m^2)
	Cloison en brique	0.1	9000	1000
1	Carrelage	0.02	20000	440
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				$G_E=5680$
Surcharge d'exploitation				$O_E=1500$

c- dalle pleine :

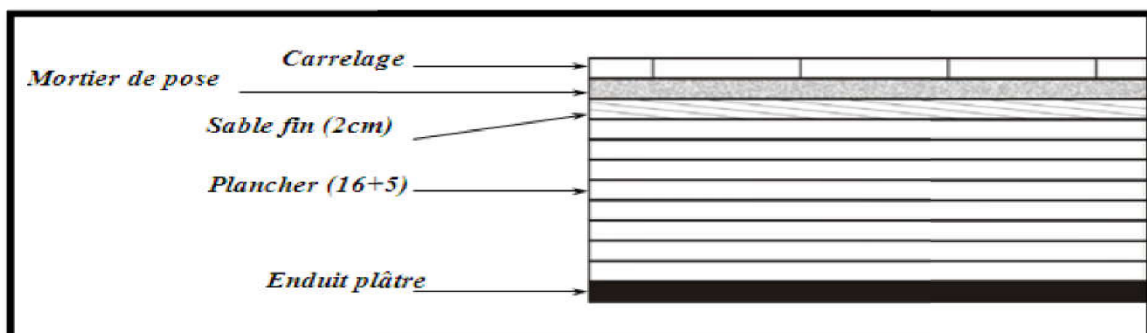


Figure II. 3 : coupe verticale du plancher courant à dalle pleine et balcon

Tableau II. 3:charges permanentes et d'exploitation de la dalle pleine

°	Désignation	e(m)	$\gamma(\text{N/m}^3)$	Charge(N/m^2)
	Cloison en brique	0.1	10000	1000
1	Carrelage	0.02	20000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Couche de sable	0.03	18000	540
4	Dalle pleine	0.15	25000	2800
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				$G_E=6330$
Surcharge d'exploitation				$O_E=1500$

II.2.2. Acrotère :

- **Charge permanente :**

L'acrotère est soumis à une charge permanente due à son poids propre :S

$$=S_1+S_2+S_3$$

$$S=(0.6 \times 0.1)+(0.10 \times 0.05)+\frac{(0.05 \times 0.10)}{2}$$

$$S=0.0675 \text{ m}^2$$

$$G=\rho \times S=25 \times 0.0675=1.687 \text{ KN/ml}$$

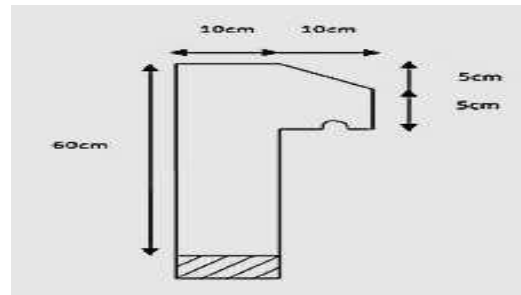


Figure II. 4:schéma de l'acrotère.

Avec:

- G: poids propre de l'acrotère en mètre linéaire.
- ρ :Poids volumique du béton: 25KN/m³.

Tableau II. 4: 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	0.6	0.068	1.70	1

II.2.3. Escalier :

II.2.3.1. Le paillasse :

a- étages courants :

Tableau II. 5: Charge permanente et d'exploitation de la paillasse.

N	Désignation		e(m)	(N/m)	Charge(N/m²)
1	Carrelage	Horizontal	0.02	22000	440
		Vertical	$0.02^h/g$	22000	249.33
2	mortier de pose	Horizontal	0.02	20000	400
		Vertical	$0.02^h/g$	20000	226.67
3	Poids des marches		0.17/2	25000	2125
4	Poids de la paillasse		$0.13/\cos\alpha$	25000	3735.21
5	Enduit en plâtre		$0.02/\cos\alpha$	10000	200
6	Gardes corps		-	-	600
Charge permanente totale					G=8571
Charge d'exploitation totale					Q = 2500

b- RDC :

Tableau II. 6: Charge permanente et d'exploitation de la paillasse.

N	Désignation		e(m)	(N/m³)	Charge(N/m²)
1	Carrelage	Horizontal	0.02	22000	440
		Vertical	$0.02^{h/g}$	22000	249.33
2	Mortier de pose	Horizontal	0.02	20000	400
		Vertical	$0.02^{h/g}$	20000	226.67
3	Poids des marches		0.17/2	25000	2125
4	Poids de la paillasse		$0.13/\cos\alpha$	25000	4290.7
5	Enduit en plâtre		$0.02/\cos\alpha$	10000	200
6	Gardes corps		-	-	600
Charge permanente totale					G=8305.03
Charge d'exploitation totale					Q = 2500

II.2.3.2. Palier de repos:

Tableau II. 7: Charges permanentes et d'exploitation d'un palier.

N	Désignation	e(m)	(N/m ³)	Charge (N/m ²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier	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				$G_{pr}=6400$
Surcharge d'exploitation				$O_{pr}=2500$

II.2.4. Balcon :

Tableau II. 8: les charges permanentes et d'exploitations d'un balcon.

N	Désignation	e(m)	(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	0.03	18000	540
4	Dalle	0.15	25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				$G_b=5330$
Surcharge d'exploitation				$Q_b=3500$

II.2.5. L'ascenseur :

$$G=10000\text{N/m}^2$$

$$Q=8000\text{N/m}^2$$

II.2.6. Les Murs :

a- Murs extérieurs (double cloison)

Tableau II. 9: Charge permanente du mur extérieur.

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

b- Murs intérieurs (simple parois)

Tableau II. 10: Charge permanente mur intérieur.

Charge permanente totale	$G = 1380 \text{ N/m}^2$
--------------------------	--------------------------

II.3. Conclusion :

Dans ce chapitre on a déterminé les charges et les surcharges d'éléments non structurants par l'utilisation du DTRB.C2.2.

CHAPITRE III :
Pré-dimensionnement des éléments
résistants

III.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions des sections des différents éléments constituant la structure tout en respectant les prescriptions des règles BAEL 91 et les règles parasismiques algériennes RPA 99, version 2003.

III.2. Pré-dimensionnement les poutres :

Une poutre est un élément horizontal d'un ouvrage qui transmet les charges à ses appuis. Les formes des sections transversales les plus couramment utilisées sont rectangulaires. Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions suivantes :

- Résistance ;
- Déformation ;
- Exécution sur chantier.

On a deux types de poutres :

- Poutres principales porteuses,
- Poutres secondaires non porteuses.

III.2.1. Poutre principale :

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

$$L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10.$$

$$0.3 \times h \leq b \leq 0.7 \times h.$$

h: hauteur de la poutre

b: largeur de la poutre.

$L_{\max}$: la longueur plus grande portée entre deux appuis (distance entre les nus des poteaux et on choisit la plus grande portée) D'après le **BAEL.6.11**.

Détermination de la hauteur " h " :

$$L=700 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 46.66 \text{ cm} \leq h \leq 70 \text{ cm}$$

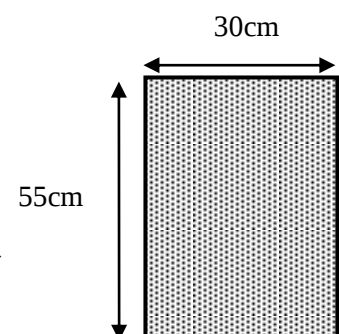
Nous prenons : **h=55 cm**

a- Détermination de la largeur « b »

$$h = 55 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 16.5 \text{ cm} \leq b \leq 38.5 \text{ cm}$$

Nous prenons : **b=30cm**



b- Vérification selon le RPA 99 version 2003 (Article 7.5.1):

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

(Zone sismique IIa)

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 55\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,83 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

$$\bullet \quad b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \Rightarrow b_{\max} = 30\text{cm} \leq (1.5 \times 55) + 27.5 = 85\text{ cm}$$

$$30\text{cm} \leq 85\text{ cm} \quad (\text{c.v})$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte les dimensions $(55 \times 30)\text{ cm}^2$

III.2.2. Les poutres secondaires (Chaînages) :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

$$L_{\max} = \text{m } 492\text{cm.}$$

a) Détermination de la hauteur "h" :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 32.8\text{ cm} \leq h \leq 49.5\text{cm}$$

On adopte **h = 40 cm**.

b) Détermination de la largeur "b" :

$$h = 40\text{cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

Nous prenons : **b=30cm**

D'après **R.P.A 99 version 2003** la condition suivante doit être vérifiée pour la zone II.

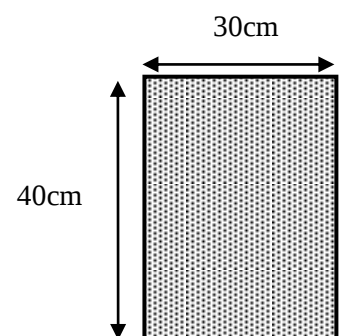
$$\bullet \quad b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\bullet \quad h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 40\text{ cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{b} \leq 4 \quad \Rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\bullet \quad b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \Rightarrow b_{\max}$$

$$= 30\text{cm} \leq (1.5 \times 40) + 27.5 = 87.5\text{ cm} \quad 30\text{cm} \leq 80\text{ cm} \quad (\text{c.v})$$



Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte les dimensions des Poutres Principales $(40 \times 30)\text{ cm}^2$

III.2.3. Les voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de **RPA99 version 2003**. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux.

D'après le **RPA99 version 2003** article 7.7.1[1] les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Avec :

L : longueur de voile.

a : épaisseur du voile.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$a_{\min} \geq \max\left\{15\text{cm} ; \frac{h_e}{22}\right\} \text{RPA (Article 7.7.1)}$$

Avec :

h_e : hauteur libre d'étage.

$a_{\min}$: épaisseur du voile

✓ Pour l'étage courant $h_e = (3,06 - 0,55) = 2,51\text{m}$

$$a_{\min} \geq \max\{15\text{cm} ; 11.63\text{cm}\} \Rightarrow a_{\min} \geq 15\text{cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : **15cm**.

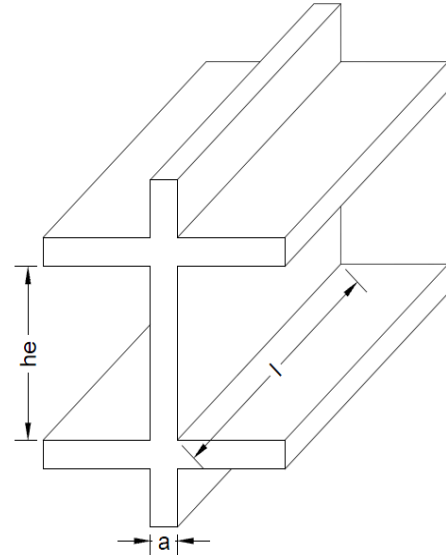


Figure III. 1: Coupe de voile en élévation.

III.3. Pré dimensionnement des poteaux :

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

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa: (voir l'article 7.4.1)

$$\begin{cases} \text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm} \\ \text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{cm} \\ 0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{cases}$$

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

Les dimensions des poteaux supposées :

Tableau III. 1: les dimensions des poteaux

Etages	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme}	3 ^{eme} et 4 ^{eme}	5 ^{eme} et 6 ^{eme}	7 ^{eme} et 8 ^{eme}
Section(b×h) <i>cm</i> ²	50×55	45×50	40×45	35×40	30×35

Loi de dégression:(DTR B.C.2.2) [5]:

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

Sous toit ou terrasse Q_0

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

Sous étage immédiatement

inférieure (étage 2) $Q_0 + 0.95$

$(Q_1 + Q_2)$ (étage 3)

$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 +$

$Q_3)$

(Étage 4) $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

(Pour n étage ≥ 5) $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$

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

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

$$\Sigma Q = Q_1 + Q_2 = 2500 \text{ N}$$

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

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

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

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 7000 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.75(Q_1 + \dots + Q_6) = 7750 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.71(Q_1 + \dots + Q_7) = 8455 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.68(Q_1 + \dots + Q_8) = 9160 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.66(Q_1 + \dots + Q_9) = 9910 \text{ N}$$

$$G_{\text{pot}} = S \times h_e \times 25 \rightarrow h_e = 3.06 \text{ m}$$

Les poutres :

$$G_{\text{pp1}} = 25 \times 1.75 \times 0.3 \times 0.55 = 7.21 \text{ KN}$$

$$G_{\text{pp2}} = 25 \times 1.75 \times 0.3 \times 0.55 = 7.21 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ps1}} = 25 \times 3.5 \times 0.3 \times 0.4 = 10.5 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ps2}} = 25 \times 2.25 \times 0.3 \times 0.4 = 6.75 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ptot}} = 31.67 \text{ KN}$$

Etude le poteau le plus sollicité :

La surface afférente:

$$S = (3.5 / 2 \times 4.5 / 2) + (4.5 / 2 \times 3.5 / 2) + (7 / 2 \times 3.5 / 2) + (7 / 2 \times 3.5 / 2)$$

$$S = (3.93)^2 + (6.12)^2$$

$$S = 20.1 \text{ m}^2$$

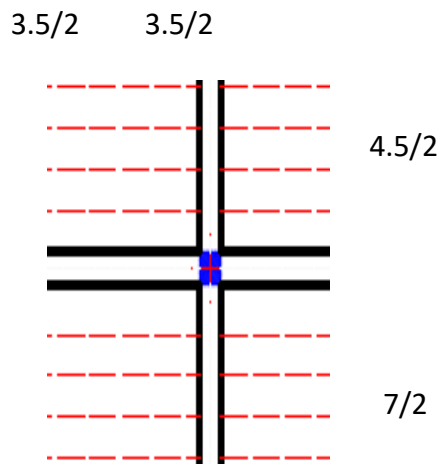


Figure III.2 : Poteau le plus sollicité

Tableau III. 2 : Les différentes sections de poteaux

Les niveaux	Section du Poteau	La surface du poteau (s) m ²	La surface afférent (s) m ²
RDC	50×55	0.28	20.1
1 ^{er} et 2 ^{eme}	45×50	0.23	20.1
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	40×45	0.18	20.1
5 ^{eme} et 6 ^{eme}	35×40	0.14	20.1
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	30×35	0.11	20.1

Tableau III. 3 : Les décentes des charges des poteaux

Niveau	Element	G(KN)	Q(KN)
N0	Plancherterrasse Gptot	$6.88 \times 20.1 = 138.28$ 31.67	
	Total	169.95	20.1
N0+ poteau(30×35)	VenantN0+poteau(30×35)	169.95 $0.3 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 8.03$	
	Total	177.98	
N1	VenantN0+ poteau (30×35)GP .tot	177.98 $5.68 \times 20.1 = 114.16$ 31.67	
	Totale	323.81	50.25
N1+ poteau(30×35)	VenantN1 poteau(30×35)	323.81 8.03	
	Totale	331.84	
N2	Venant N1+poteauplancher étage GpTot	331.84 114.16 31.67	
	Total	477.67	77.38
N2+poteau(35×40)	VenantN2 Poteau(35×40)	477.67 10.71	
	Total	488.38	
N3	VenantN2+poteauP lancherétage GP.TOT	488.38 114.16 31.67	
	Total	634.21	101.5
N3+ Poteau(35×40)	Venant N3Poteau(35×40)	634.21 10.71	
	Total	644.92	
N4	VenantN3+poteauP lancher étageGP.TOT	644.92 114.16 31.67	
	Total	790.75	122.61
N4+Poteau(40×45)	Venant N4Poteau(40×45)	790.75 13.77	
	Total	804.52	

N5	VenantN4+poteau N3Plancher étageGP.TOT	804.52 114.16 31.67	
	Total	950.35	140.7
N5+ Poteau(40×45)	Venant N5Poteau(40×45)	950.35 13.77	
	Total	964.12	
N6	VenantN5+poteauP lancher étageGP.TOT	964.12 114.16 31.67	
	Total	1109.95	155.77
N6+ Poteau(45×50)	Venant N6Poteau(45×50)	1109.95 17.21	
	Total	1127.16	
N7	VenantN6+poteauP lancher étageGP.TOT	1127.16 114.16 31.67	
	Total	1272.99	169.8
N7+ Poteau(45×50)	Venant N7Poteau(45×50)	1272.99 17.21	
	Total	1290.2	
N8	VenantN7+poteauP lancher étageGP.TOT	1290.2 114.16 31.67	
	Total	1436.03	184.11
N8+ Poteau(50×55)	VenantN8 Poteau (50×55)	1436.03 21.03	
	Total	1457.06	
N9	VenantN8+poteau Plancher étageGP.TOT	1457.06 114.16 31.67	
	Total	1602.89	199.19
N9+poteau(50×55)	VenantN9 Poteau (50×55)	1602.89 21.03	
	Total	1623.92	

Les sommes des charges permanent: $G_{\text{tot}} = 1623.92 \text{ KN}$.

Les sommes des charges D'exploitation: $Q_{\text{tot}} = 199.19 \text{ KN}$.

L'effort normal ultime

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1623.92 + 1.5 \times 199.19 = 2491.07 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de **15%** tel que:

$$N_u = 1.15 \times (1.35G + 1.5Q).$$

$$\text{Donc } N_u = 1.15 \times 2491.07 = 2864.73 \text{ KN}.$$

III.3.1. Détermination de la résistance ultime du poteau

N_u doit vérifier la formule suivante :

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

B_r = section réduite du béton

A_s = section des armatures

γ_b = coefficient de sécurité du béton

γ_s = coefficient de sécurité des aciers

α = coefficient en fonction de l'élancement λ

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Section réduite } B_r \text{ pour éliminer tout défaut de coffrage : } B_r = (50-2) \times (55-2) \times 10^{-4} = 0.2544 \text{ m}^2.$$

Section d'armatures A_s :

$$A_s = A_{\min} \geq \max [A^{\text{BAEL}} = 8 (b_1 + h_1) ; A^{\text{RPA}} = 0.8 \% B]$$

$$A_s = \max [8 \times (50 + 55) ; 0.8 \times (50 \times 55) / 100]$$

$$A_s = \max (840 \text{ cm}^2 ; 22 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 840 \text{ cm}^2$$

α : Coefficient de sécurité pour le flambement, dépend de l'élancement λ :

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

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

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

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

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$B = 0.5 \times 0.55 = 0.275 \text{ m}^2$$

$$I = 0.5 \times (0.55)^3 / 12 = 0.00693 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{0.00693 / 0.275} = 0.158$$

$$\lambda = 2.142 / 0.158 = 13.55 < 50 \rightarrow \alpha = 0.82$$

$$\overline{N}_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$= 0.82 [(254400 \times 25) / (0.9 \times 1.5) + (84000 \times 400) / 1.15]$$

$$= 27833.35 \text{ KN}$$

$$N_u = 2864.73 \text{ KN} \leq \overline{N}_u = 27833.35 \text{ KN} \dots\dots \text{ Condition vérifiée}$$

Donc la section (50×55) cm² pour les poteaux est convenable

$$A^{RPA} = 0.8\%B \text{ (zone IIa)}$$

$$A^{BAEL} = 8 (b_1 + h_1)$$

Tableau III. 4 : Résultats des vérifications au flambement

Poteau	Nu(KN)	α	A_{min}^{BAEL} (mm ²)	A_{min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	Br(mm ²)	$\overline{N}$ (KN)	Condition
50x55	2864.73	0.82	84000	2200	84000	254400	27833.35	CV
45x50	2295.94	0.82	76000	1800	76000	206400	24821.58	CV
40x45	1739.50	0.81	68000	1440	68000	163400	21618.84	CV
35x40	1176.32	0.79	60000	1120	60000	125400	18329.75	CV
30x35	601.86	0.79	52000	840	52000	92400	15647.61	CV

III.4. Conclusion :

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure, tout en satisfaisant les règles de RPA et les différents critères.

CHAPITRE IV :
Pré-dimensionnement des éléments
non structuraux et leurs ferrailages

IV.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments d'une structure (l'acrotère ; escalier ; planches...etc) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations (verticales ; horizontales)

IV.2. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est sollicité à la flexion composée, il est calculé comme étant une console encastrée au niveau du plancher terrasse, soumis à :

- Un effort normal dû à son poids propre.
- Une surcharge due au vent estimé à 100 kg/ml.

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

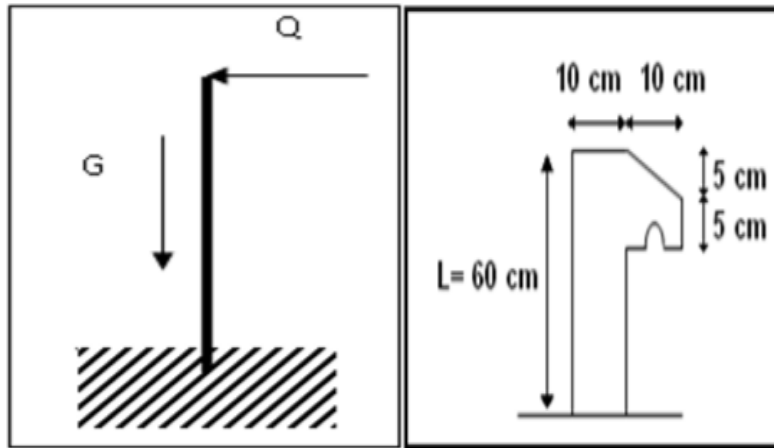


Figure IV. 1: Schéma statique de l'acrotère

Figure IV. 2: Dimensions de l'acrotère

Le ferrailage se calcule pour une section rectangulaire d'une largeur de 9m travaillant en flexion composée.

Selon RPA on a :

$$F_p = 4AC_p.W_p$$

W_p : le poids propre de l'acrotère

A : coefficient d'accélération «groupe d'usage 2 » Zone IIa : $A = 0,15$

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8

$C_p = 0,8$ (tableau 6.1 RPA V2003/99)

$$W_p = 25 \times 0,0675 = 1,6875 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,6875$$

$$F_p = 0,81 \text{ KN/ml} = 81 \text{ Kg /ml}$$

IV.2.1. Poids propre de l'acrotère :

$G \text{ l'acrotère} = \text{Poids volumique} \times S \text{ l'acrotère}$

$$S = (0.1 \times 0.6) + (0.1 \times 0.05) + (0.05 \times 0.1 / 2)$$

$$= 0.06 + 0.005 + 0.0025$$

$$= 0.0675 \text{ m}^2$$

$$G \text{ l'acrotère} = 25 \times 0.0675$$

$$G \text{ l'acrotère} = 1.6875 \text{ kN/ml}$$

$$Q \text{ l'acrotère} = 0.81 \text{ KN / ml}$$

IV.2.2. Combinaisons d'action :

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement :

E.L.U :

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q \text{ avec } M_G = 0$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times L \Rightarrow M_u = 1.5 \times 0.81 \times 0.6 = 0.729 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1.35 G \Rightarrow N_u = 1.35 \times 1.6875$$

$$N_u = 2.2781 \text{ KN.}$$

E.L.S :

$$M_s = M_G + M_Q \text{ avec } M_G = 0.$$

$$M_s = Q \times L \Rightarrow M_s = 0.81 \times 0.6$$

$$M_s = 0.486 \text{ KN.m.}$$

$$N_s = G \Rightarrow N_s = 1.6875 \text{ KN.}$$

IV.2.3. Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = M_u / N_u \Rightarrow e = 0.729 / 2.2781 \Rightarrow e = 0.320 \text{ m} = 32 \text{ cm}$$

$$h/6 = 10 / 6 = 1.67 \text{ cm}$$

$$e > h/6 \rightarrow \text{c'est vérifié.}$$

La section est partiellement comprimée, parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

IV.2.4. Détermination du ferrailage :

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0.9 \times 10 = 9 \text{ cm} = 0.09 \text{ m.}$$

$$d' = h - d \Rightarrow d' = 0.1 - 0.09 = 0.01 \text{ m}$$

d : c'est la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : c'est la distance entre les armatures inférieurs et la fibre la plus tendue.

Si la section est partiellement comprimé

- Moment de flexion fictif (MA)

$$M_a = M_U + N_U \times (d - h/2)$$

$$M_a = 0.729 + 2.2781 \times (0.09 - 0.1/2)$$

$$M_a = 0.82 \text{ KN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu = M_a / b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0.81 \times 10^6 / 1000 \times (90)^2 \times 14.17 = 0.007$$

$$\text{on a } \mu < \mu_l = 0.186$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.01$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0.0896 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 347.83 \text{ MPa.} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 1 / \sigma_{st} (M_a / Z - N_U) = 0.11926 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 b \times d \times (f_{t28} / f_e) \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$= 1.087 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on prend : } A_{st} > 1.087 \text{ cm}^2 \quad A_{st} = 4 \text{ T } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Les armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.502 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 4 \text{ T } 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

E.L.S :

- **Vérification des contraintes :**

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec: } \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y / S$$

$$\sigma_{st} = \eta \cdot N_s (d - y) / S$$

$$\sigma_{sc} = \eta \cdot N_s (d - d') / S$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

$$M_s = 0.324 \text{ KN.m,} \quad N_s = 1.6875 \text{ KN.}$$

$$e = M_s / N_s \Rightarrow e = 0.324 / 1.6875$$

$$e = 0.192 \text{ m}$$

$$p = -3 \times (e - h/2)^2 + (6 \times n \times A_{st}) / b \times (e - h/2 + d)$$

$$p = -0.05629 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \times (e - h/2)^3 - (6 \times n \times A_{st}) / b \times (e - h/2 + d)^2$$

$$q = 0.0047530 \text{ m}^3$$

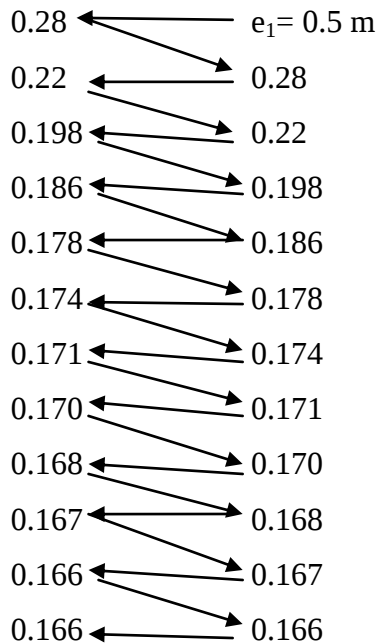
Méthode des itérations successives :

On a :

$$e_1 = (e_1 - q) / p \dots\dots 1 \quad \text{ou} \quad e_1 = \sqrt[3]{-p.e_1 - q} \dots\dots 2$$

On prend une valeur quelconque de :

$$e_1 = 0.5 \text{ m}$$



On prend la valeur de $e_1 = 16.6 \text{ cm}$

$$y = h/2 + e_1 - e = 0.024 \text{ m} = 2.4 \text{ cm}$$

$$= bx^2 / 2 + n. A_s (x - d') - n. A_{st} (d - x)$$

$$= 0.000089 \text{ m}^3$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y / S = 1.6875 \times 0.024 \times 10^6 / 0.000089 \times 10^9 = 0.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta. N_s (d - y) / S = 15 \times 1.6875 (0.09 - 0.024) \times 10^6 / 0.0000 \times 10^9 = 18.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = \eta. N_s (d - d') / S$$

• Calcul des contraintes admissibles :

Béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Acier :

L'acrotère est exposé aux intempéries et peut être alternativement émergé au noyée en eau de pluie donc la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$\overline{\sigma_{st}} = \min(2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28})$ Fissuration préjudiciable, avec $\eta = 1.6$

$\overline{\sigma_{st}} = \min(2/3 \times 400; 110 \sqrt{1.6} \times 2.1)$

$\overline{\sigma_{st}} = \min(266.66 \text{ MPa}; 201.63 \text{ MPa})$

$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$

• Vérification :

$\sigma_{bc} = 0.45 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$ C.V

$\sigma_{st} = 18.17 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ Mpa}$ C.V

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

Pour les armatures de répartition :

$A_r = A_{st} / 4 = 2.01 / 4 = 0.502 \text{ cm}^2$.

On prend : $A_r = 4 \phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

L'espacement :

$$S_t = 60 / 4 = 15 \text{ cm}$$

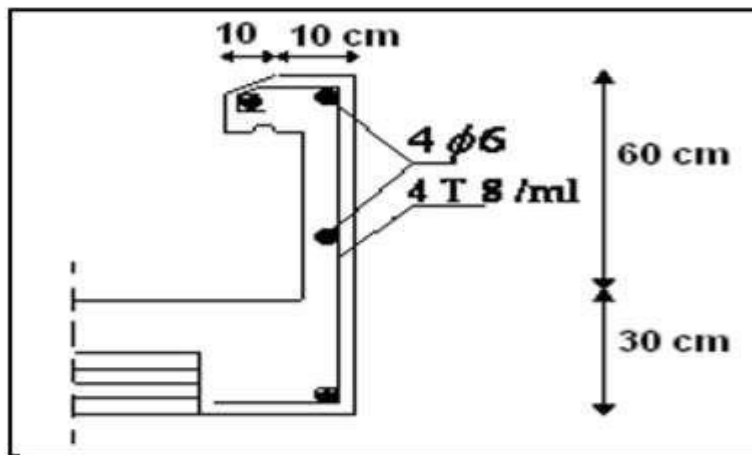


Figure IV. 3 : Coffrage et ferrailage de l'acrotère

IV.3. Étude d'escalier :

Un escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction, l'assemblage de ces gradins donne un ensemble appelé escalier.

L'escalier est calculé à la flexion simple.

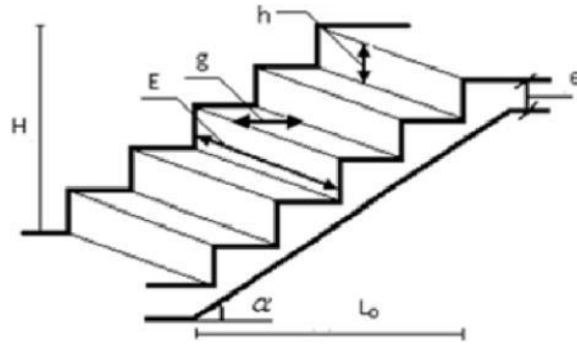


Figure IV. 4: Schémas d'escalier

IV.3.1. Pré dimensionnement:

Les escaliers dans ce projet sont constitués de volées identiques séparés par un palier de repos.

h : C'est la partie verticale qui limite la marche « contremarche ».

h : Est compris entre (16 à 18) cm, On prend $h' = 17$ cm

h_e : La hauteur de chaque niveau ($H = 3.06$ m)

g : C'est la partie horizontale entre deux contremarches.

D'après la formule de Blondel : $59 \leq 2h + g \leq 64$ cm.

D'où $27 \leq g \leq 34$ cm. $\Rightarrow g = 30$ cm.

$59 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 64 \Rightarrow 59 < 64 = 64$ C V

a. Nombre de contremarches :

$$H = h_e / 2 = 306 / 2 = 153 \text{ cm}$$

$$n = H / h = 306 / 17 = 18 \text{ contremarches}$$

b. L'inclinaison de la rampe :

$$\tan \alpha = H / L = 1.53 / 2.7 = 0.56 \rightarrow \arctg = 29.25^\circ$$

c. L'épaisseur du palier :

Généralement, il est utilisé pour un changement de direction :

$$\Rightarrow L/30 \leq e \leq L/20$$

$$\Rightarrow 9 \text{ cm} \leq e \leq 13.5 \text{ cm}$$

On prend: $e = 15$ cm

IV.3.2. Étude des escaliers

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en section rectangulaire de largeur 1 m et de hauteur h .

Volée :

1. Etage courant :

$$G_v = 8.571 \text{ KN /m}$$

$$Q_v = 2.5 \text{ KN /m}$$

2. RDC :

$$G_v = 8.305 \text{ KN /m}$$

$$Q_v = 2.5 \text{ KN /m}$$

Palier :

$$G_p = 6.4 \text{ KN /m}$$

$$Q_p = 2.5 \text{ KN /m}$$

A l'ELU :

- Volée :

$$Q_v = 1.5Q_v + 1.35G_v$$

$$q_v = 1.5 \times 2.5 + 1.35 \times 8.571$$

$$q_v = 15.32 \text{ KN /ml}$$

- Palier :

$$Q_p = 1.5Q_p + 1.35G_p$$

$$q_p = 1.5 \times 2.5 + 1.35 \times 6.4$$

$$q_p = 12.39 \text{ KN /ml}$$

A l'ELS :

Volée :

$$q_v = Q_v + G_v$$

$$q_v = 2.5 + 8.571$$

$$q_v = 11.07 \text{ KN /ml}$$

- Palier :

$$q_p = Q_p + G_p$$

$$q_p = 2.5 + 6.4$$

$$q_p = 8.9 \text{ KN /ml}$$

IV.3.3. Calcul des sollicitations :

A'ELU

On prend la charge équivalente :

$$Q_u = (q_v \cdot l_1 + q_p \cdot l_2) / l_1 + l_2$$

$$Q_u = (15.32 \times 2.7 + 12.39 \times 2.3) / 2.7 + 2.3$$

$$Q_u = 13.97 \text{ KN / ml}$$

Calcul les réactions :

$$\Sigma F = 0 \rightarrow R_a + R_b - q_u \cdot l = 0 \rightarrow R_a + R_b = q_u \cdot l \rightarrow R_a + R_b = 13.97 \times 5$$

$$R_a + R_b = 69.85 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow R_b \cdot 5 - q_u (5)^2 / 2 \rightarrow R_b = 174.62 / 5$$

$$R_b = 34.92 \text{ KN}$$

$$R_a = 34.92 \text{ KN}$$

$$M_o = q_u l^2 / 8 = 13.97 (5)^2 / 8 = 43.65 \text{ KN} \cdot \text{m}^2$$

$$M_{travé} = 0.85 M_o = 0.85 \times 43.65 = 37.10 \text{ KN} \cdot \text{m}^2$$

$$M_{appui} = 0.5 M_o = 0.5 \times 43.65 = 21.82 \text{ KN} \cdot \text{m}^2$$

Effort tranchant :

Tronçon I :

$$0 \leq x \leq 2.7 \text{ m}$$

$$T(x) = R_a - q_u^V \cdot x$$

$$T(0) = 34.92 \text{ KN}$$

$$T(2.7) = 34.92 - 15.32 \times 2.7 = -6.44 \text{ KN}$$

Tronçon II :

$$2.7 \text{ m} \leq x \leq 5 \text{ m}$$

$$T(x) = R_a - q_u^V \cdot x - q_u^P (x - 2.7)$$

$$T(2.7) = -6.44 \text{ KN}$$

$$T(5) = -70.17 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

Tronçon I :

$$0 \leq x \leq 2.7 \text{ m}$$

$$M(x) = R_a x - q_u^V x^2 / 2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(2.7) = 38.44 \text{ KN} \cdot \text{m}^2$$

Tronçon II :

$$2.7 \text{ m} \leq x \leq 5 \text{ m}$$

$$M(x) = R_a x - q_u^V (x - 2.7/2) \cdot 2.7 - (x - 2.7)^2 / 2 q_u^P$$

$$M(2.7) = 38.44 \text{ KN} \cdot \text{m}^2$$

$$M(5) = -9.14 \text{ KN} \cdot \text{m}^2$$

- A'ELS :

On prend la charge équivalente :

$$Q_s = (q_v \cdot l_1 + q_p \cdot l_2) / l_1 + l_2$$

$$Q_s = (11.07 \times 2.7 + 8.9 \times 2.3) / 2.7 + 2.3$$

$$Q_s = 10.07 \text{ KN / ml}$$

Calcul les réactions :

$$\Sigma F = 0 \rightarrow R_a + R_b - q_s \cdot l = 0 \rightarrow R_a + R_b = q_s \cdot l \rightarrow R_a + R_b = 10.07 \times 5$$

$$R_a + R_b = 50.35 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow R_b \cdot 5 - q_s (5)^2 / 2 \rightarrow R_b = 125.87 / 5$$

$$R_b = 25.17 \text{ KN}$$

$$R_a = 25.17 \text{ KN}$$

$$M_o = q_s l^2 / 8 = 10.07 (5)^2 / 8 = 31.46 \text{ KN} \cdot \text{m}^2$$

$$M_{travé} = 0.85 M_o = 0.85 \times 31.46 = 26.74 \text{ KN} \cdot \text{m}^2$$

$$M_{appui} = 0.5 M_o = 0.5 \times 31.46 = 15.73 \text{ KN} \cdot \text{m}^2$$

- Effort tranchant :

Tronçon I :

$$0 \leq x \leq 2.7 \text{ m}$$

$$T(x) = R_a - q_s^V \cdot x$$

$$T(0) = 25.17 \text{ KN}$$

$$T(2.7) = -4.71 \text{ KN}$$

Tronçon II :

$$2.7 \text{ m} \leq x \leq 5 \text{ m}$$

$$T(x) = R_a - q_s^V \cdot x - q_s^P (x - 2.7)$$

$$T(2.7) = -4.71 \text{ KN}$$

$$T(5) = -50.65 \text{ KN}$$

- Moment fléchissant :

Tronçon I :

$$0 \leq x \leq 2.7 \text{ m}$$

$$M(x) = R_a x - q_s^V x^2 / 2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(2.7) = 27.6 \text{ KN} \cdot \text{m}^2$$

Tronçon II :

$$2.7 \text{ m} \leq x \leq 5 \text{ m}$$

$$M(x) = R_a x - q_s^V (x - 2.7/2) \cdot 2.7 - (x - 2.7)^2 / 2 q_s^P$$

$$M(2.7) = 27.6 \text{ KN} \cdot \text{m}^2$$

$$M(5) = -6.78 \text{ KN} \cdot \text{m}^2$$

Calcul de ferrailage :

A'ELU :

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

$$b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

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

$$d = 15 \times 0.9 = 13.5 \text{ cm}$$

En travée :

$$M_t = 37.10 \text{ KN} \cdot \text{m}^2$$

$$f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = M_t / b d^2 f_{bu} = 37.10 \times 10^6 / 1000 \times (135)^2 \times 14.16 = 0.143$$

$$\mu_{bu} = 0.143 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

- Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.195$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 124.47 \text{ mm}$$

$$A_s = M_t / Z \sigma_{bc} = 37.10 \times 10^6 / 124.47 \times 348 = 8.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_{st} = 6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec: } S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

- Les armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 9.24/4 = 2.31 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_{st} = 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2 \text{ avec: } S_t = 25 \text{ cm}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_c = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1 / 400 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$2.36 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

-En appuis :

$$M_a = 21.82 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = M_t / b d^2 f_{bu} = 21.82 \times 10^6 / 1000 \times (135)^2 \times 14.16 = 0.084$$

$$\mu_{bu} = 0.084 < \mu_l = 0.392. \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.11$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 129.06 \text{ mm}$$

$$A_s = M_t / Z \sigma_{bc} = 21.82 \times 10^6 / 129.06 \times 348 = 4.85 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st} = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec: $S t = 25 \text{ cm}$

- Les armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 5.65 / 4 = 1.41 \text{ cm}^2$$

soit : $A_s = 4 T 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec: $S t = 25 \text{ cm}$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1 / 400 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$2.01 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

$$A_s = \max(A_{\min} ; A_{\text{calcul}}) = 2.01 \text{ cm}^2$$

- A'ELS :

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 3.33 \text{ MPa}$$

- Position de l'axe neutre :

En travée :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = M_{\text{ser}} Y / I$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + n (d - y) A'_s - n A_s (d - y) \quad ; \quad A'_s = 0 \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 13.5 \text{ cm} \quad ; \quad n = 15 \quad ; \quad A_s = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{2} \times 100 y^2 - 15 \times 9.24 (13.5 - y) = 50 y^2 + 138.6 y - 1871.1$$

$$y_1 = -7.65 \text{ cm}$$

$$y_2 = 4.88 \text{ cm}$$

Donc on opte : $y = 4.88 \text{ cm}$

$$I = b/3 y^3 + n A_s (d - y)^2 = 100 / 3 \times (4.88)^3 + 15 \times 9.24 (13.5 - 4.88)^2$$

$$I = 14172.38 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 9.20 \text{ MPa}$$

On a donc :

$$\sigma_{bc} = 9.20 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

En appui :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = M_{\text{ser}} Y / I$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + n (d - y) A'_s - n A_s (d - y) \quad ; \quad A'_s = 0 \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 13.5 \text{ cm} \quad ; \quad n = 15 \quad ; \quad A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{2} \times 100 y^2 - 15 \times 5.65 (13.5 - y) = 50 y^2 + 84.75 y - 1144.12$$

$$y_1 = -5.70 \text{ cm}$$

$$y_2 = 4.01 \text{ cm}$$

Donc on opte : $y = 4.01 \text{ cm}$

$$I = b/3 y^3 + n A_s (d - y)^2 = 100 / 3 \times (4.01)^3 + 15 \times 5.65 (13.5 - 4.01)^2$$

$$I = 9781.96 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.44 \text{ MPa}$$

On a donc :

$$\sigma_{bc} = 6.44 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Vérification au cisaillement :

$$T_u = V_u / b d$$

$$T_u = 34.92 \times 10^{-3} / 1 \times 0.135 = 0.25 \text{ MPa}$$

$$T_u = 0.25 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Pas de reprise de bétonnage,

- Les dispositions constructives sont supposées vérifiées

- Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de la flèche: (BAEL)

$$h / L \geq M_t / 10 M_o \rightarrow 0.30 \geq 0.085 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_s / b d \leq 4.2 / f_e \rightarrow 0.0068 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h / L \geq 1/16 \rightarrow 0.30 \geq 0.062 \dots\dots\dots \text{CV}$$

IV.4. Étude de la poutre palière :

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

- ✓ Son poids propre.
- ✓ Poids de la maçonnerie.

✓ Réaction provenant du palier.

D'après le BAEL :

$$L = 4.92 \text{ m}$$

$$L / 15 \leq h \leq L / 10 \rightarrow 492 / 15 \leq h \leq 492 / 10$$

$$32.8 \leq h \leq 49.2 \rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

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

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

D'après le RPA :

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

$$H \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$1 \leq h/b \leq 4 \rightarrow h/b = 1 \dots\dots\dots \text{CV}$$

On adopte une section de (30*30) cm²

IV.4.1. Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre :

$$G_{\text{poutre}} = b h \rho = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN /ml}$$

IV.4.2. Réaction d'escalier ou niveau du palier :

ELU :

$$R_a = 31.81 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1.35 G_{\text{poutre}} + R_a = 34.85 \text{ KN/m}$$

$$T_u = 85.73 \text{ KN}$$

$$M_u^t = 35.15 \text{ KN .m}$$

$$M_u^a = 70.29 \text{ KN .m}$$

ELS :

$$R_a = 22.95 \text{ KN}$$

$$Q_u = G_{\text{poutre}} + R_a = 25.2 \text{ KN/m}$$

$$T_s = 61.99 \text{ KN}$$

$$M_s^t = 25.42 \text{ KN .m}$$

$$M_s^a = 50.83 \text{ KN .m}$$

IV.4.3. Ferrailage :

a. Armatures longitudinales :

$$h = 30 \text{ cm}; d = 0.9h = 36 \text{ cm}; c = 0.1h = 3 \text{ cm};$$

a.1 En travée :

$$M_t = 35.15 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = M_t / b d^2 f_{bu} = 0.06$$

$$\mu = 0.06 < \mu_l = 0.392. \Rightarrow A' = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.077$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 35.08 \text{ cm}$$

$$A = M_t / Z \sigma_s = 2.89 \text{ cm}^2$$

On adopte 4 HA 10 = 3.14 cm² avec: S t = 15 cm

□ Condition de non fragilité :

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

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1 / 400 = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

a.2 Sur appuis :

$$M_a = 70.29 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_t / b d^2 f_{bu} = 0.127$$

$$\mu = 0.127 < \mu_l = 0.392. \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.170$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 335.5 \text{ mm}$$

$$A_s = M_t / Z \sigma_s = 6.02 \text{ cm}^2$$

On adopte 5 HA 14 = 7.70 cm² avec: S t = 15 cm

Condition de non fragilité :

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

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1 / 400 = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 3.33 \text{ MPa}$$

- Vérification au cisaillement :

$$T_u = V_u / b d$$

$$T_u = 85.73 \times 10^3 / 300 \times 360 = 0.79 \text{ MPa}$$

$$T_u = 0.79 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Pas de reprise de bétonnage,

- Les dispositions constructives sont supposées vérifiées
- Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Calcule a la torsion :

$$M_{tor} = - M_a \times c / 2 = - 31.76 \text{ KN.m}$$

Contrainte de cisaillement en torsion :

$$\tau^{tor} = M_{tor} / 2 e \Omega$$

avec :

e: épaisseur de la paroi : $b / 6 = 5 \text{ cm}$

Ω : air du contour trace à mi-hauteur :

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$$\tau^{tor} = 1.87 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Ferrailage longitudinal :

u = périmètre de la section :

$$u = 2[(b - 2) + (h - 2)] = 112 \text{ cm}$$

$$A^{tor} = M_{tor} \times u \times \gamma_s / 2\Omega \times f_e = 6.65 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } St = 15 \text{ cm}$$

Flexion simple:

$$A_{t1} \geq 0.4 \times b \times St / f_e = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{t2} \geq b \times St (\tau_u - 0.3 \times f_{t28}) / 0.9 f_e = 0.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{t2} \leq A_{t1} \rightarrow A_t = 0.45 \text{ cm}^2$$

Les vérifications nécessaires:

Vérification des conditions du RPA des armatures longitudinales (ART 7.5.2.1)

$$A_{min} = 0.5\% \times B = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% \times B = 36 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 4.5 \text{ cm}^2 \leq A^{tor} = 26.91 \text{ cm}^2 \leq A_{max} = 36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

- Position de l'axe neutre :

En travée :

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

$$\sigma_{bc} = M_{ser} Y / I$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + n (d - y) A'_s - n A_s (d - y) \quad ; \quad A'_s = 0 \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 36 \text{ cm} \quad ; \quad n = 15 \quad ; \quad A_s = 7.70 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{2} \times 100 y^2 - 15 \times 7.70 (36 - y)$$

$$y_1 = 10.35 \text{ cm}$$

$$y_2 = 8.04 \text{ cm}$$

Donc on opte : $y = 8.04 \text{ cm}$

$$I = b/3 y^3 + n A_s (d - y)^2 = 100 / 3 \times (8.04)^3 + 15 \times 7.70 (36 - 8.04)^2$$

$$I = 107617.41 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.89 \text{ MPa}$$

On a donc :

$$\sigma_{bc} = 1.89 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

En appui :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = M_{\text{ser}} Y / I$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + n (d - y) A'_s - n A_s (d - y) \quad ; \quad A'_s = 0 \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 36 \text{ cm} \quad ; \quad n = 15 \quad ; \quad A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{2} \times 100 y^2 - 15 \times 4.52 (36 - y)$$

$$y_1 = -7.69 \text{ cm}$$

$$y_2 = 6.34 \text{ cm}$$

Donc on opte : $y = 6.34 \text{ cm}$

$$I = b/3 y^3 + n A_s (d - y)^2 = 100 / 3 \times (6.34)^3 + 15 \times 4.52 (36 - 6.34)^2$$

$$I = 68139.39 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.47 \text{ MPa}$$

On a donc :

$$\sigma_{bc} = 5.47 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Vérification de la flèche: (BAEL)

$$h / L \geq M_t / 10 M_o \rightarrow 0.06 \geq 0.085 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$A_s / b d \leq 4.2 / f_e \rightarrow 0.005 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$h / L \geq 1/16 \rightarrow 0.06 \geq 0.06 \dots \dots \dots \text{CV}$$

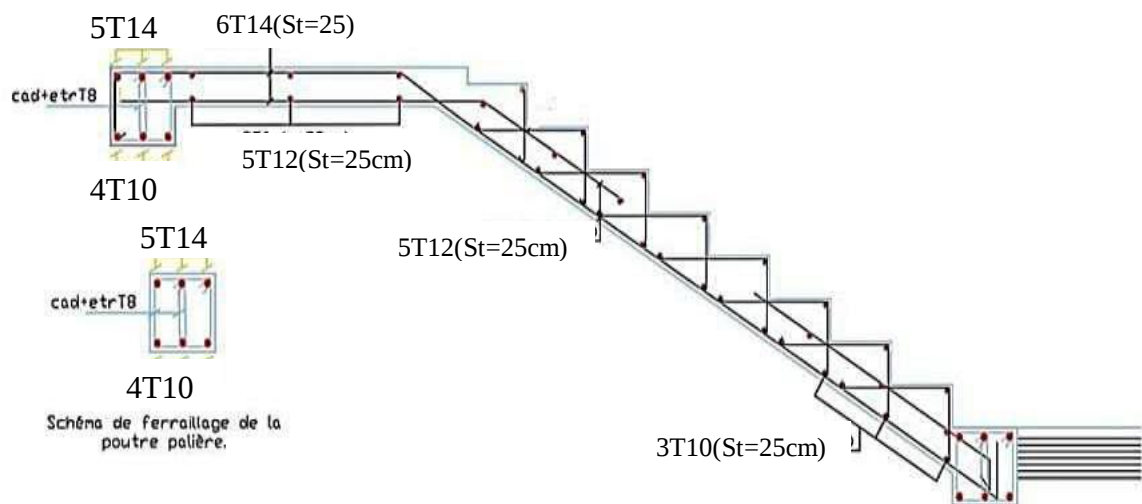


Figure IV. 5 : Schéma de ferrailage global

IV.5. Étude d'un plancher à corps creux :

Dans notre projet, les plancher terrasse et les plancher des étages courants (habitation) seront présentés sous forme de corps creux d'une hauteur de $H=24\text{cm}$.

- 20cm pour la hauteur de l'hourdis.
- 4cm pour l'épaisseur de la dalle de compression.
- La surcharge d'exploitation du plancher terrasse égale à 1 KN/m^2 , car la terrasse est inaccessible. [5]

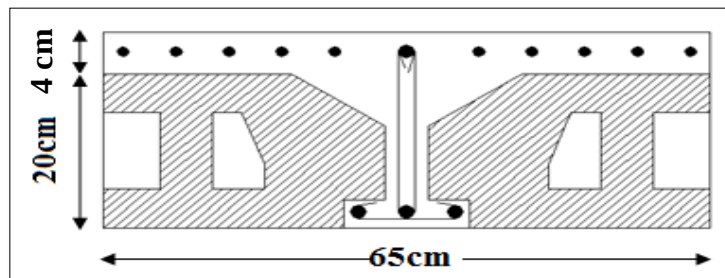


Figure IV. 6 : Coupe du plancher du corps creux.

IV.5.1. Évaluation des charges appliquées à chaque nervure:

- **Charge permanente :**

$$g_{\text{terrasse}} = 6.88 \text{ KN/m}^2$$

$$g_{\text{étage courant}} = 5.68 \text{ KN/m}^2$$

- **Surcharge d'exploitation :**

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

$$q_{\text{étage courant}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

Tableau IV. 1: Les combinaisons d'action.

Type de plancher	$G=g \times b$ (KN/m)	$Q=q \times b$ (KN/m)	$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$ (KN/m)	$q_s = (G + Q)$ (KN/m)
Plancher terrasse	4.472	0.65	7	5.12
Plancher étage courant	3.692	0.975	6.44	4.66

IV.5.2. Méthode de forfaitaire :[1]**IV.5.2.1. Domaine d'application :**

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct puisqu'elle évite au projeteur d'effectuer des calculs laborieux suite à l'étude des cas de surcharges défavorables.

Elle est donc très pratique. Cependant, son application suppose la vérification des conditions suivantes :

- ✓ La charge d'exploitation uniformément répartie est au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/m².

$Q < 5 \text{ KN/m}^2$, on a $Q = 1 \text{ KN/m}^2$vérifiée

- ✓ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans la différente travée en continuité.

$I = \frac{b.h^3}{12} = \text{Constant}$ vérifiée

- ✓ les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

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

- $0.8 \leq \frac{3.5}{3.5} = 1 < 1.25$ vérifiée
- $0.8 \leq \frac{3.5}{4.75} = 0.73 < 1.25$ vérifiée
- $0.8 \leq \frac{4.75}{4.92} = 0.96 < 1.25$ vérifiée
- $0.8 \leq \frac{4.92}{4.75} = 1.03 < 1.25$ vérifiée
- $0.8 \leq \frac{4.75}{3.5} = 1.35 > 1.25$ non vérifiée
- $0.8 \leq \frac{3.5}{3.5} = 1 < 1.25$ vérifiée

- ✓ La fissuration est considérée comme non préjudiciable vis-à-vis de la tenue du béton armé et de ses revêtements.....non vérifiée

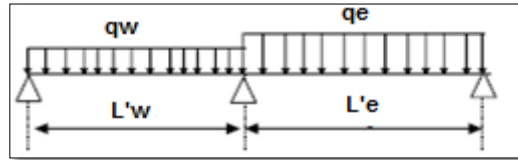
Remarque :

On va utiliser dans notre projet la méthode de Caquot parce que la méthode forfaitaire n'est pas applicable, car la 3^{ème} et la 4^{ème} condition n'est pas vérifiée.

IV.5.3. Méthode de CAQUOT : [1]

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.



IV.5.3.1. Principe de la méthode :

La méthode consiste à calculer le moment sur appui d'une poutre continue en considérant uniquement les travées qui encadrent l'appui considéré.

La poutre est ainsi assimilée pour le calcul des moments sur appuis.

IV.5.3.2. Exposé de la méthode :

- **Moment sur appuis :** (d'après la B.A.E.L99)

$M_a = 0$ Appuis de rive

$M_a = \frac{qwl'^3w + qel'^3e}{8.5(l'w + l'e)}$ Appuis intermédiaires

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcule, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e » à droite.

Avec :

$l' = l$ pour une travée de rive.

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

Où « l » représente la portée de la travée libre.

- **Moment en travée :**

$$M_t = \frac{T_w^2}{2q} + M_a$$

Avec :

T_a : Effort tranchant

- **Effort tranchant :**

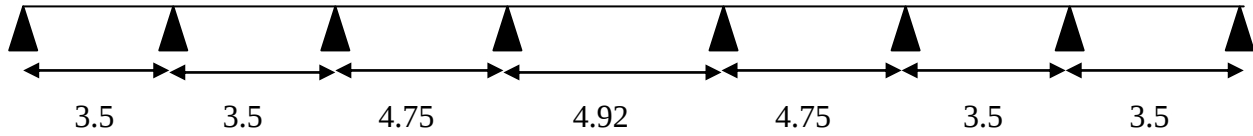
$$T_w = \frac{q.L}{2} + \left(\frac{M_e - M_w}{L} \right) \quad \text{et} \quad T_e = - \frac{q.L}{2} + \left(\frac{M_e - M_w}{L} \right)$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

IV.5.5. Plancher terrasse :(Dans notre projet on à un seul type)



IV.5.5.1. Détermination des sollicitations :

❖ ELU et ELS :

Tableau IV. 2 : Les Moments et l'effort tranchants de Plancher terrasse à ELU

Appuis	0	1	2	3	4	5	6	7
Travées	1	2	3	4	5	6	7	
Longueur	3.5	3.5	4.75	4.92	4.75	3.5	3.5	
L'w / L'e	3.5	2.83	3.84	3.98	3.84	2.83	3.5	
Ma	0	-8.52	-9.79	-12.60	-12.60	-9.79	-8.52	0
ΔT	-2.43	-0.36	-0.59	0	0.59	0.36	2.43	
Tw	9.82	11.89	16.03	17.22	17.21	12.61	14.68	
Te	-14.68	-12.61	-17.21	-17.22	-16.03	-11.89	-9.82	
Mt	6.88	1.57	8.56	8.58	8.55	1.56	6.87	

Tableau IV. 3 : Les Moments et l'effort tranchants de Plancher terrasse à ELS.

Appuis	0	1	2	3	4	5	6	7
Travées	1	2	3	4	5	6	7	
Longueur	3.5	3.5	4.75	4.92	4.75	3.5	3.5	
L'w / L'e	3.5	2.83	3.84	3.98	3.84	2.83	3.5	
Ma	0	-6.23	-7.16	-9.21	-9.21	-7.16	-6.23	0
ΔT	-1.78	-0.26	-0.43	0	0.43	0.26	1.78	
Tw	7.18	8.7	11.73	12.59	12.59	9.22	10.74	
Te	-10.74	-9.22	-12.59	-12.59	-11.73	-8.7	-7.18	
Mt	5.03	1.16	6.27	6.26	6.26	1.14	5.03	

Les Diagrammes des efforts tranchants :

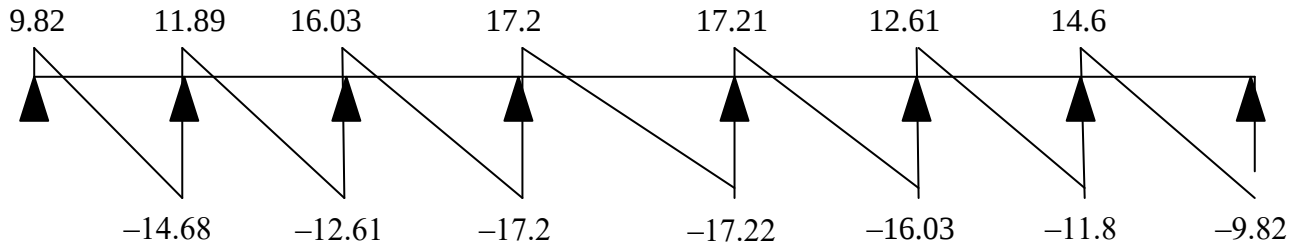
ELU :

Figure IV. 7 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

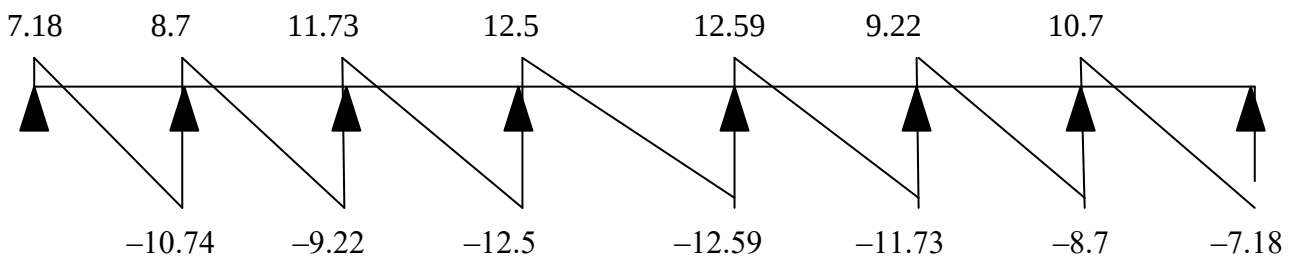
ELS :

Figure IV. 8 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.

IV.5.5.2. Calcul de Ferrailage :

Pour le calcul du ferrailage, on considérera la nervure la plus sollicitée des planchers terrasse et celle de l'étage courant. Il sera analogue au calcul d'une poutre de section T soumise à la flexion simple.

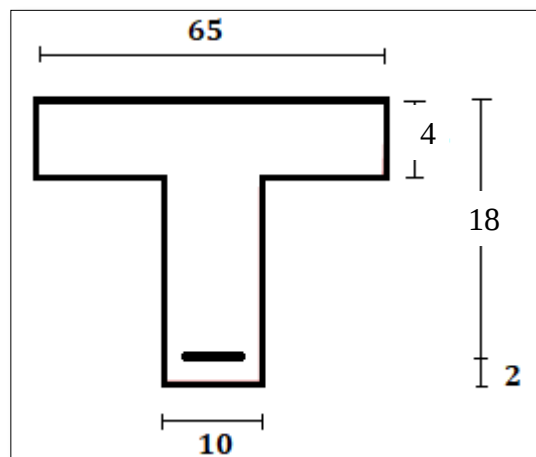


Figure IV. 9 : Coupe d'une poutrelle.

$$b = 65 \text{ cm} \quad , \quad b_0 = 10 \text{ cm} \quad , \quad h = 24 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm} \quad , \quad d = 21.6 \text{ cm} \quad , \quad c = 2 \text{ cm}$$

IV.5.5.2.1. Le ferrailage à ELU :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } M_t = 8.58 \text{ KN.m} \\ M_u = M_{\max} \\ \text{Appui : } M_a = 12.60 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

$$V_u = V_{\max} = 17.22 \text{ KN}$$

a) En travée :

Calcul du moment résistant de la section en Té:

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad / \quad F_{bu} = \frac{0.85 F_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.16 \times \left(0.216 - \frac{0.04}{2}\right) = 0.0721 \text{ MN.m}$$

$$M_t^{\max} = 8.58 \text{ K.m} < M_{tu} = 0.0721 \text{ MN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 24 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} [1] \Rightarrow \mu = \frac{8.58 \times 10^6}{14.16 \times 650 \times 216^2} = 0.019$$

$$\mu = 0.019 < \mu_{\lim} = 0.392$$

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

$$\mu = 0.019 < \mu_l = 0.186 \dots \dots \dots \text{Pivot A}$$

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

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.019 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.025 \\ Z = 213.84 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{8.58 \times 10^6}{348 \times 213.84} = 115.29 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A^u = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 650 \times 216 \times \frac{2.1}{400} = 169.53 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A^u ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max (1.15 ; 1.69)$$

Alors :

$$A_s = 1.69 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } 1T12 + 1T14 + 3T8 = 4.18 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} [1] \Rightarrow 1.69 < 4.18 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Section des Armature transversale :**

$$\phi_t \leq \min (h / 35 ; b_0 / 15 ; \phi_{L \min}) [1] \Rightarrow \min (24 / 35 ; 10 / 15 ; 10)$$

$$\Rightarrow \min (0.68 ; 0.66 ; 10)$$

on adopte : $\phi_t \approx 8 \text{ mm}$

➤ **L'espacement S_t : (BAEL 91)**

$$S_t \leq \min (0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) [1] \Rightarrow \min (0.9 \times 21.6 ; 40 \text{ cm}) = (19.44 ; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 19.44 \text{ cm}$$

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

b) En Appui :

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

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b_0 \cdot d^2} [1] \Rightarrow \mu = \frac{12.60 \times 10^6}{14.16 \times 100 \times 216^2} = 0.190$$

$$\mu = 0.190 < \mu_{\lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

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

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.190 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.266 \\ Z = 193.01 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{12.60 \times 10^6}{348 \times 193.01} = 187.59 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A^u = 1.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 216 \times \frac{2.1}{400} = 26.08 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 0.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A^u ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max (1.87 ; 0.26)$$

Alors :

$$A_s = 1.87 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} [1] \Rightarrow 0.26 < 2.51 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Section des Armature transversale :**

$$\phi_t \leq \min (h / 35 ; b_0 / 15 ; \phi_{L \min}) [1] \Rightarrow \min (24 / 35 ; 10 / 15 ; 10)$$

$$\Rightarrow \min (0.68 ; 0.66 ; 10)$$

Donc : on adopte : $\phi_t \approx 8 \text{ mm}$

➤ **L'espacement S_t : (BAEL91)**

$$S_t \leq \min (0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) [1] \Rightarrow \min (0.9 \times 21.6 ; 40 \text{ cm}) = (19.44 ; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 19.44 \text{ cm}$$

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

c) Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau} [1]$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{17220000}{650 \times 216} = 1.22 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 1.22 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.5.5.2.2. Le ferrailage à ELS :

a) En travée :

Tableau IV. 4 : Les Résultats de ferrailage en travée de plancher terrasse.

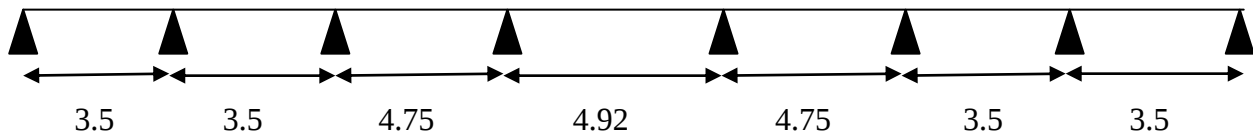
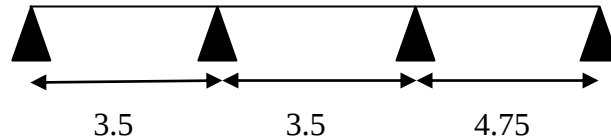
$M_t(\text{KN.m})$	μ	μ_l	α	$Z(\text{mm})$	$A (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopt}} (\text{cm}^2)$
6.27	0.014	0.392	0.018	214.44	0.84	2T12=2.26

b) En Appui :

Tableau IV. 5 : Les Résultats de ferrailage en appui de plancher terrasse.

$M_a(\text{KN.m})$	μ	μ_l	α	$Z(\text{mm})$	$A (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopt}} (\text{cm}^2)$
9.21	0.139	0.392	0.188	199.75	1.32	2T12=2.26

IV.5.6. Plancher étage courant : (Dans notre projet on à 2 type)

1^{ère} type :2^{ème} type :

IV.5.6.1. Détermination des sollicitations

❖ ELU et ELS :1^{ère} type :

Tableau IV. 6 : Les Moments et l'effort tranchants de plancher étage courant à ELU.

Appuis	0	1	2	3	4	5	6	7
Travées	1	2	3	4	5	6	7	
Longueur	3.5	3.5	4.75	4.92	4.75	3.5	3.5	
L'w / L'e	3.5	2.83	3.84	3.98	3.84	2.83	3.5	
Ma	0	-7.84	-9	-11.59	-11.59	-9	-7.84	0
ΔT	-2.24	-0.33	-0.54	0	0.54	0.33	2.24	
Tw	9.03	10.94	14.75	15.84	15.83	11.6	13.51	
Te	-13.51	-11.6	-15.83	-15.84	-14.75	-10.94	-9.03	
Mt	6.33	1.45	7.89	7.89	7.86	1.44	6.33	

Tableau IV. 7: Les Moments et l'effort tranchants de plancher étage courant à ELS.

Appuis	0	1	2	3	4	5	6	7
Travées	1	2	3	4	5	6	7	
Longueur	3.5	3.5	4.75	4.92	4.75	3.5	3.5	
L'w / L'e	3.5	2.83	3.84	3.98	3.84	2.83	3.5	
Ma	0	-5.67	-6.51	-8.38	-8.38	-6.51	-5.67	0
ΔT	-1.62	-0.24	-0.39	0	0.39	0.24	1.62	
Tw	6.53	7.91	10.67	11.46	11.45	8.39	9.77	
Te	-13.51	-11.6	-15.83	-15.84	-14.75	-10.94	-9.03	
Mt	4.57	1.04	5.70	7.71	5.68	1.04	4.57	

2^{eme} type :

Tableau IV. 8 : Les Moments et l'effort tranchants de plancher étage courant à ELU.

Appuis	0	1	2	3
Travées	1	2	3	
Longueur	3.5	3.5	4.75	
L'w / L'e	3.5	2.83	4.57	
Ma	0	-7.84	-12.97	0
ΔT	-2.24	-1.46	2.73	
Tw	9.03	9.81	18.02	
Te	-18.02	-9.81	-9.03	
Mt	6.33	-0.36	12.24	

Tableau IV. 9: Les Moments et l'effort tranchants de plancher étage courant à ELS.

Appuis	0	1	2	3
Travées	1	2	3	
Longueur	3.5	3.5	4.75	
L'w / L'e	3.5	2.83	4.57	
Ma	0	-5.67	-9.39	0
ΔT	-1.62	-1.06	1.97	
T_w	6.53	7.09	13.03	
T_e	-13.03	-7.09	-6.53	
Mt	4.57	-0.27	8.82	

Les Diagrammes des efforts tranchants :

1^{er} type :

ELU :

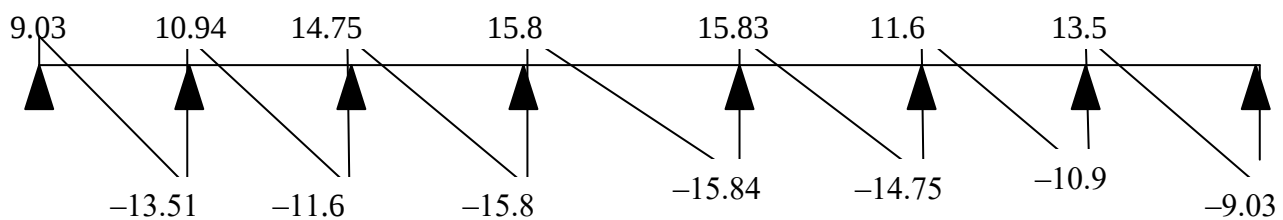


Figure IV. 10:Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

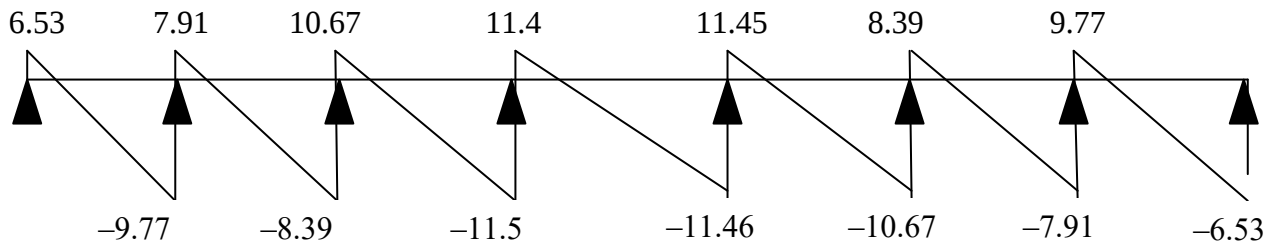
ELS :

Figure IV. 11 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.

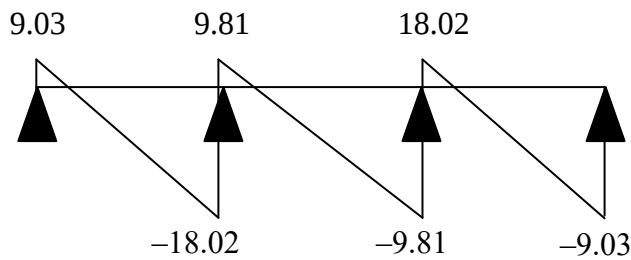
2^{ème} type :ELU :

Figure IV. 12 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

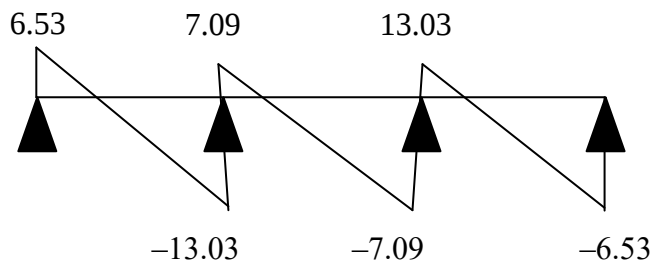
ELS :

Figure IV. 13: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.

IV.5.6.2. Calcul de Ferrailage :

IV.5.6.2.1. Le ferrailage à ELU:

$$M_u = M_{\max} = \begin{cases} \text{Travée : } M_t = 12.24 \text{ KN.m} \\ \text{Appui : } M_a = 12.97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V_u = V_{\max} = 18.02 \text{ KN}$$

a) En travée :

Calcul du moment résistant de la section en T_é:

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad / \quad F_{bu} = \frac{0.85 F_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.16 \text{ MPa}[1]$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.16 \times \left(0.216 - \frac{0.04}{2}\right) = 0.072 \text{ MN.m}$$

$$M_t^{\max} = 12.24 \text{ KN.m} < M_{tu} = 0.072 \text{ MN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$ et de hauteur $h = 24\text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} [1] \Rightarrow \mu = \frac{12.24 \times 10^6}{14.16 \times 650 \times 216^2} = 0.028$$

$$\mu = 0.028 < \mu_{lim} = 0.392$$

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

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

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.028 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.036 \\ Z = 212.88\text{mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348\text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{12.24 \times 10^6}{348 \times 212.88} = 165.22\text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A^u = 1.65\text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1\text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 650 \times 216 \times \frac{2.1}{400} = 169.53\text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.69\text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A^u; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max(1.65; 1.69)$$

Alors :

$$A_s = 1.69\text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } 1T12 + 1T14 + 3T8 = 4.18\text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{min} < A_{adopte} [1] \Rightarrow 1.69 < 4.18 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Section des Armature transversale :**

$$\phi_t \leq \min(h/35; b_0/15; \phi_{Lmin}) [1] \Rightarrow \min(24/35; 10/15; 10)$$

$$\Rightarrow \min(0.68; 0.66; 10)$$

$$\text{Donc : on adopte : } \phi_t \approx 8\text{mm}$$

➤ **L'espacement S_t : (BAEL 91)**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{ cm}) [1] \Rightarrow \min(0.9 \times 21.6; 40\text{ cm}) = (19.44; 40\text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 19.44\text{ cm}$$

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

b) En Appui :

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

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b_0 \cdot d^2} [1] \Rightarrow \mu = \frac{12.97 \times 10^6}{14.16 \times 100 \times 216^2} = 0.196$$

$$\mu = 0.196 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

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

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.196 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.276 \\ Z = 192.15 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{12.97 \times 10^6}{348 \times 192.15} = 193.96 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A^u = 1.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 216 \times \frac{2.1}{400} = 26.08 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 0.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A^u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (1.93 ; 0.26)$$

Alors :

$$A_s = 1.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{min} < A_{adopte} [1] \Rightarrow 0.26 < 2.51 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Section des Armature transversale :**

$$\phi_t \leq \min (h / 35 ; b_0 / 15 ; \phi_{L \min}) [1] \Rightarrow \min (24 / 35 ; 10 / 15 ; 10)$$

$$\Rightarrow \min (0.68 ; 0.66 ; 10)$$

$$\text{Donc : on adopte : } \phi_t \approx 8 \text{ mm}$$

➤ **L'espacement S_t : (BAEL 91)**

$$S_t \leq \min (0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) [1] \Rightarrow \min (0.9 \times 21.6 ; 40 \text{ cm}) = (19.44 ; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 19.44 \text{ cm}$$

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

c) Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}[1]$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min(0.15f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots(\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min(2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{18020000}{650 \times 216} = 1.28 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 1.28 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.5.6.2.2. Le ferrailage à ELS :**a) En travée :**

Tableau IV. 10: Les Résultats de ferrailage en travée de plancher étage courant.

$M_t(\text{KN.m})$	μ	μ_1	α	$Z(\text{mm})$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adopt}} \text{ (cm}^2\text{)}$
8.82	0.020	0.392	0.026	213.75	1.18	2T12=2.26

b) En Appui :

Tableau IV. 11: Les Résultats de ferrailage en appui de plancher étage courant.

$M_a(\text{KN.m})$	μ	μ_1	α	$Z(\text{mm})$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adopt}} \text{ (cm}^2\text{)}$
9.39	0.142	0.392	0.192	199.41	1.35	2T12=2.26

IV.5.6.3. Vérification à ELS :**IV.5.6.3.1. Vérification des contraintes :****a) En travée :**

On doit vérifier que :

Pour le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28}[1]$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Pour l'acier:

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa} [1]$$

- **La contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

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

I : Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 6.27 \text{ KN.m} ; A_s = 4.18 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$$\eta = 15 \quad \text{si : } (A'_{sc} = 0)$$

$$\frac{1}{2} b y^2 - 15 A_{st} \times d + 15 \times A_{st} \times y = 0$$

$$32.5 y^2 + 15 \times 4.18 \times y - 15 \times 4.18 \times 21.6 = 0 ; \sqrt{\Delta} = 424.25$$

$$y = 5.56 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta A_{st} (d - y)^2 + \eta A_{sc} (d - y)^3$$

$$I = (65 \times 5.56^3) / 3 + 15 \times 4.18 (21.6 - 5.56)^2 = 19871.65 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.27 \times 10^6 \times 55.6}{19871.65 \times 10^4} = 1.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.75 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

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

- **La contrainte de l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser} (d - y)}{I} = \frac{15 \times 6.27 \times 10^6 \times (21.6 - 55.6)}{19871.65 \times 10^4} = 75.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

b) En appui :

- **La contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

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

I : Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 9.21 \text{ KN.m} ; A_s = 4.18 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$$\eta = 15 \quad \text{si : } (A'_{sc} = 0)$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + 15 A_{st} \times y - 15 \times A_{st} \times d = 0$$

$$32.5 y^2 + 15 \times 4.18 \times y - 15 \times 4.18 \times 21.6 = 0 ; \sqrt{\Delta} = 480.92$$

$$y = 5.56 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I = 1/3 b \cdot y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 + \eta A_{sc}(d-y)^3 = 0$$

$$I = (65 \times 5.56^3)/3 + 15 \times 4.18 (21.6 - 5.56)^2 = 19871.65 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.21 \times 10^6 \times 55.6}{19871.65 \times 10^4} = 2.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

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

La contrainte de l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser} (d-y)}{I} = \frac{15 \times 9.21 \times 10^6 \times (21.6 - 5.56)}{19871.65 \times 10^4} = 111.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

IV.5.6.3.2. La vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o} [1]$

Nous avons :

- $\frac{24}{492} = 0.048 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$
- $\frac{4.18}{65 \times 21.6} = 0.0029 \leq \frac{4,2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$
- $\frac{24}{492} = 0.048 \geq \frac{6.27}{10 \times 15.49} = 0.040 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Donc : La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le (BAEL 91) la flèche totale est : $\Delta \sigma_T = \sigma_v - \sigma_i [1]$

La flèche admissible est :

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

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

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_i I \delta_i} \dots \dots \dots \text{Flèche due aux charges instantanées.} \\ \delta_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_v I \delta_v} \dots \dots \dots \text{Flèche due aux charges différées.} \end{cases}$$

Dans notre cas $L = 4.92 \text{ m}$

Moment d'inertie de la section totale homogène:

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 \Rightarrow I_0 = \frac{65 \times 24^3}{12} + 15 \times 4.18 \left(\frac{24}{2} - 21.6\right)^2 = 80658.43 \text{ cm}^2$$

Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{\delta i} = \frac{I_0}{1 + \lambda i \mu} \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda v \mu} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda i = \frac{0.05 \times Ft_{28}}{\rho(2 + 3\frac{b_0}{b})} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.} \\ \lambda v = \frac{0.02 \times Ft_{28}}{\rho(2 + 3\frac{b_0}{b})} = 0.4 \lambda i \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.} \\ \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \end{cases}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times Ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + Ft_{28}} \text{ Avec : } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z} \text{ et : } Z = d - \frac{y}{3}$$

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + A_s \times d}{bh + 15A_s} = \frac{\frac{65 \times 24^2}{2} + 4.18 \times 21.6}{65 \times 24 + 15 \times 4.18} \Rightarrow y = 11.59 \text{ cm}$$

$$Z = 21.6 - \frac{11.59}{3} = 17.73 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{6.27 \times 1000}{4.18 \times 17.73} = 84.60 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{4.18}{65 \times 21.6} = 0.0029$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0029 \times 84.60 + 2.1} = 0.19$$

$$\begin{cases} \lambda i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0029(2 + 3 \times \frac{10}{65})} = 14.78 \\ \lambda v = 5.91 \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} l_{\delta i} = \frac{80658.43}{1+14.78 \times 0.19} = 21180.19 \\ l_{\delta v} = \frac{1.1 \times 80658.43}{1+5.91 \times 0.19} = 41793.90 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{6.27 \times 4.92^2 \times 10^8}{10 \times 32164.21 \times 21180.19} = 2.22 \text{ mm} \\ \delta_v = \frac{6.27 \times 4.92^2 \times 10^8}{10 \times 10818.86 \times 41793.90} = 3.35 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Alors : $\Delta \sigma_t = \sigma_v - \sigma_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$

$$\Rightarrow \Delta \sigma_T = 3.35 - 2.22 = 1.13 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{4920}{500} = 9.84 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

IV.5.7. Schéma de Ferrailage :

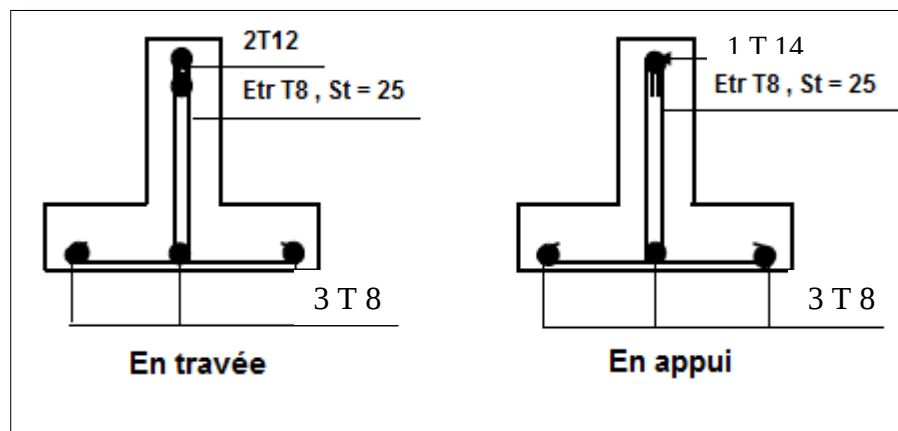


Figure IV. 14 : Schéma de Ferrailage de nervure (20+4).

IV.5.8. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm, Elle est armée par un treillis soudé de diamètre Φ , dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm pour les armatures verticales aux nervures.
- ✓ 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

On a : Les armatures verticales aux nervures : $A_1 = \frac{4L}{f_e}[1]$

Avec :

$L = 65 \text{ cm}$ (Distance entre axes des poutrelles).

$f_e = 400 \text{ MPa}$

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles.

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles.

$$A_1 = \frac{4 \times 65}{400}$$

$$A_1 = 0.65 \text{ cm}^2$$

- Les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.325 \text{ cm}^2$$

On adopte un treillis soudé pour les différents planchers de $\varnothing 6$ (20×20) cm².

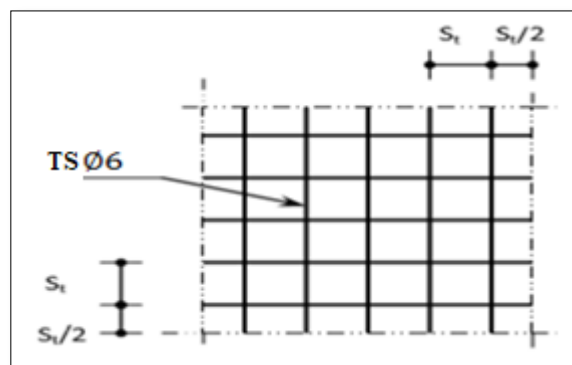


Figure IV. 15 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

IV.6. Etude planché en dalle pleine :

IV.6.1. Etude du balcon :

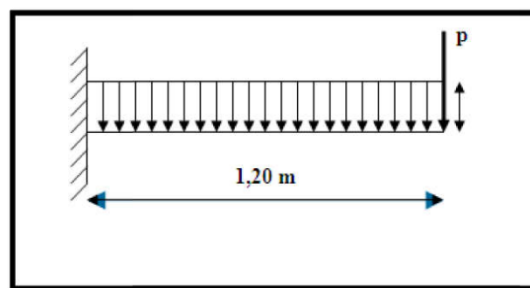


Figure IV. 16: Schéma statique des balcons.

IV.6.2. Choix de l'épaisseur des dalles

-D'après le BAEL 91 : $e \geq L_x / 20$

Donc : $e \geq 120 / 20$

$$e = 6 \text{ cm}$$

On voit bien que la dimension est très petite donc c'est la condition de coupe-feu qui est la plus défavorable.

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

IV.6.3. Descente de charges

Charge permanente $G = 5.33 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

IV.6.4. Exemple de calcul :

Calcul de la charge concentrée P :

La charge concentrée de mur (pour une bande de 1m) :

ELU :

$$P_u = (1.2 \times 1.35) \times 1 = 1.62 \text{ KN}.$$

ELS :

$$P_s = (1.2) \times 1 = 1.2 \text{ KN}.$$

Les sollicitations :

E.L.U :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 3.5 = 12.44 \text{ KN/ml}.$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$\begin{aligned} V &= q_u.L + 1.35.P = 12.44 \times 1.2 + 1.35 \times 1.62 \\ &= 17.11 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

E.L.S ;

$$q_{ser} = G + Q = 5.33 + 3.5 = 8.83 \text{ KN/ml}.$$

Calcul l'effort tranchant :

$$\begin{aligned} V &= q_s.L + .P_s = 8.83 \times 1.2 + 1.2 \\ &= 11.79 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Calcul des moments :

E.L.U :

$$M_u = q_u \cdot l^2 / 2 + P_u \cdot l = 12.44 \times (1.2)^2 / 2 + 1.62 \times 1.2 = 10.90 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_s = q_s \cdot l^2 / 2 + P_s \cdot l = 8.83 \times (1.2)^2 / 2 + 1.2 \times 1.2 = 7.797 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage : (Fissuration peu nuisible)

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 10.90 / 7.797 = 1.39$$

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

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

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = 0.85 \times 25 / 1.5 = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = M_u / b d^2 f_{bu} = 10.90 \times 10^3 / 100 \times (13.5)^2 \times 14.16 = 0.042$$

$$\mu = 0.042 < \mu_l = 0.392. \Rightarrow A' = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \mu}) = 0.0625$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 13.16 \text{ m}$$

$$A_s = M_u / Z f_e / \gamma_s = 10.90 \times 10^3 / 13.16 \times 348 = 2.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_{st} = 4 \text{ T } 12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec: } S t = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

Les armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 2.38 / 4 = 0.595 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_r = 4 \text{ T } 8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec: } S t = 25 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.135 \times 2.1 / 400 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.38 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\text{On adoptera : } A_s = 2.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des barres : } 4 \text{ T } 12 \quad (A = 4.52 \text{ cm}^2)$$

Vérification de l'effort tranchant

$$V = q_u L + 1.35 P = 12.44 \times 1.2 + 1.35 \times 1.62$$

$$= 17.11 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = V_u / b d = 17.11 \times 10^{-3} / 1 \times 0.135 = 0.126 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_s ; 5 \text{ MPa}) = \min (0.15 \times 25 / 1.15 ; 5 \text{ MPa})$$

$$= \min (3.26 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\text{On a donc : } \tau = 3.26 \text{ MPa} > \tau_u = 0.126 \text{ MPa. CV}$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification des contraintes à l'ELS :

Il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} Y / I$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + n (d - y) A'_s - n A_s (d - y) \quad ; A'_s = 0 \quad ; b = 100 \text{ cm} \quad ; d = 13.5 \text{ cm} \quad ; n = 15 \quad ; A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{2} \times 100 y^2 - 15 \times 4.52 (13.5 - y) = 50 y^2 + 35.7 y - 481.95$$

$$y_1 = -5 \text{ cm}$$

$$y_2 = 3.65 \text{ cm}$$

Donc on opte : $y = 3.65 \text{ cm}$

$$I = b/3 y^3 + n A_s (d - y)^2 = 100 / 3 \times (3.65)^3 + 15 \times 4.52 (13.5 - 3.65)^2$$

$$I = 8199.02 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.47 \text{ MPa}$$

On a donc :

$$\sigma_{bc} = 3.47 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Etat limite d'ouverture de fissure :

$$\sigma_{st} = \min(2/3 f_e; 110 \sqrt{n} f_{t28} \text{ MPa})$$

$$\sigma_{st} = \min(266.67 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \sigma_{bc} = 15 \times 3.47 = 52.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 52.05 \text{ MPa} \leq \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification de la fleche: (BAEL)

$$h/l > M_t / 10 M_o \rightarrow 15 / 120 = 0.125 \geq 0.85 / 10 = 0.085 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_s / b d < 4.2 / f_e \rightarrow 4.52 \times 10^2 / 1000 \times 135 = 0.0033 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h/l > 1/16 \rightarrow 15 / 120 = 0.125 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{CV}$$

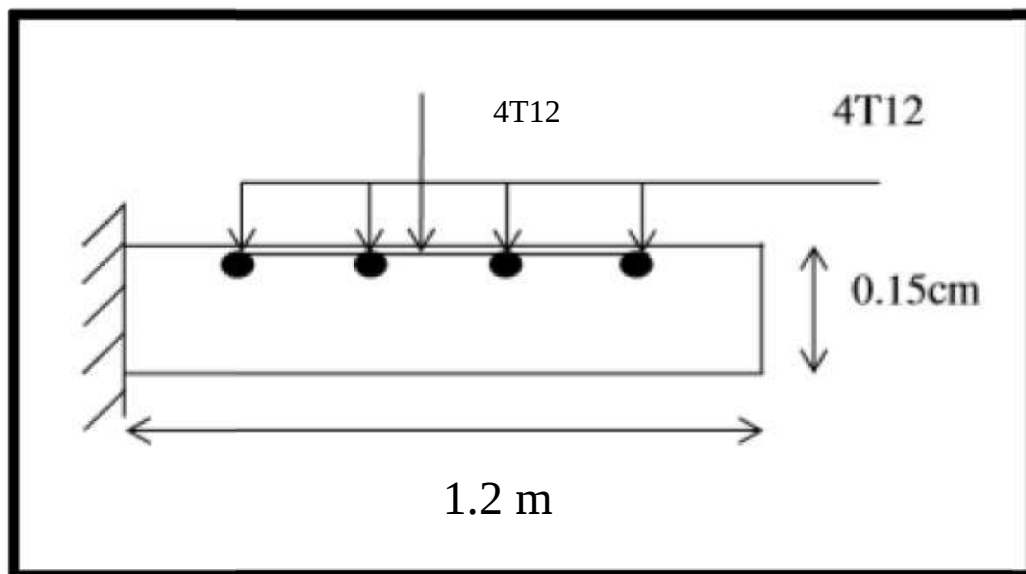


Figure IV. 17 :Schéma de ferrailage du balcon

IV.7. L'ascenseur :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

IV.7.1. Redimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine Rigidité vu le poids de la machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

Résistance à la flexion :

$$L_x / 50 < e < L_x / 40$$

$$\Rightarrow 192 / 50 < e < 192 / 40$$

$$3.84 \text{ cm} < e < 4.8 \text{ cm}$$

a) Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e > 25 \text{ cm}$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

IV.7.2. Détermination des charges et surcharges :**a- Charges permanentes :**

Poids propre de la dalle..... $0,25 \times 25 = 6,25 \text{ KN / m}^2$

$$G = 10 \text{ KN / m}^2$$

b- Surcharge d'exploitation

$$Q = 8 \text{ KN / m}^2$$

IV.7.3. Combinaison des charges :

$$E.L.U : = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 10 + 1,5 \times 8 = 25,5 \text{ KN / m}^2$$

$$E.L.S : = G + Q = 10 + 8 = 18 \text{ KN / m}^2$$

IV.7.4. Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

$$\text{Calcule de } \rho = L_x / L_y$$

$$0,4 < 1,92 / 2,7 = 0,71 < 1$$

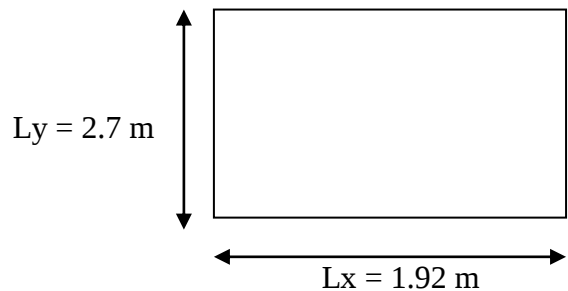


Figure IV. 18 : vue en plan de dalle machine

⇒ La dalle travaille dans les deux sens

$$M_x = U_x \text{ qu } l_x^2$$

$$M_y = U_y M_x$$

ELU :

$$U_x = 0.0671 \rightarrow M_x = 6.31 \text{ KN.m}$$

$$U_y = 0.4471 \rightarrow M_y = 2.82 \text{ KN.m}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

-Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 5.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 2.397 \text{ KN.m}$$

-Moments sur les appuis :

$$M_{ax} = 0.3 M_x = 1.893 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 M_y = 0.846 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \max (M_{ax} ; M_{ay}) = 1.893 \text{ KN.m}$$

IV.7.5. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100 x 25) qui travaille en flexion simple.

On a : b = 100 cm, h = 25 cm, d = 0.9 x h = 22.5 cm, c = 2cm, $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Tableau IV. 12: tableau récapitulatif des résultants de ferrailage

		M_t (KN.m)	μ	α	Z(cm)	A^{cal} (cm ²)	A^{adp} (cm ²)
travée	Sens x-x	5.36	0.007	0.0087	22.42	0.69	3HA10=2.3
	Sens y-y	2.397	0.003	0.0037	22.46	0.31	3HA10=2.3
appuis	Sens x-x	1.893	0.0026	0.0031	22.47	0.24	3HA10=2.3
	Sens y-y	0.846	0.0011	0.0012	22.49	0.11	3HA10=2.3

1. Espacement :

En travée :

$$S_t = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} (\text{sens } x-x) \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \min(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} (\text{sens } y-y) \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

En appuis:

$$S_t = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} (\text{sens } x-x) \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \min(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} (\text{sens } y-y) \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

IV.7.6. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = T_u^{\max} / b d_{uc28}$$

$$T_u = q_u L_x L_y / 2 (L_x + L_y) = 20.21 \text{ KN}$$

$$T_y = q_u L_x / 3 = 16.32 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 20.21 * 10^3 / 1000 * 225 = 0.09 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.7.7. vérification :**➤ Vérification des contraintes :**

c- Béton :

$$\sigma_b = M_{ser} y / I$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f = 15 \text{ MPa}$$

d- Acier :

$$\sigma_s = n M_{ser} / I (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min (2 / 3 f_e ; 150 n) = 240 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\eta = 1.6 \text{ pour } H_A = 400 \text{ MPa}$$

$$\rho = L_x / L_y = 0.71$$

$$M_x = U_x q_{ser} L_x^2$$

$$M_y = U_y M_x$$

$$U_x = 0.0731 \rightarrow M_x = 4.85 \text{ KN.m}$$

$$U_y = 0.5940 \rightarrow M_y = 2.88 \text{ KN.m}$$

-Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 4.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 2.45 \text{ KN.m}$$

-Moment sur appuis :

$$= \text{Max} (0.3 M_x ; 0.3 M_y) = 1.46 \text{ KN.m}$$

Détermination de la valeur de « y » :

$$1/2 b y^2 + \eta A's (y - d) - \eta (d - y) A_s = 0 \quad \eta = 15$$

Moment d'inertie :

$$I = 1/3 b y^3 + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A's (y - d)$$

Les résultants sont trouvés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 13 : Résultats des contraintes

		$M_t(\text{KNm})$	$A(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \sigma_c$
Travée	(x-x)	4.12	2.01	3.76	14994.12	1.03	vérifiée
	(y-y)	2.45	2.01	3.76	14994.12	0.61	
appuis		1.46	2.01	3.76	14994.12	0.37	

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

$$h = 25 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_x \geq \rho_0 b h (3 - \rho) / 2 = 2.29 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq \rho_0 b h = 2 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\rho_0: 0.8\% \text{ pour les barres à haute adhérence}$$

$$\rho = L_x / L_y = 0.71$$

Sens Lx-x :

$$\text{Sur appuis : } A_x = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2.29 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{En travée : } A_x = 2.71 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 2.29 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Sens Ly-y :

$$\text{Sur appuis : } A_y = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 2.00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{En travée : } A_y = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 2.00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche : (BAEL91) :**

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

(B.A.E.L.91 modifié 99) :

$$h = 0.25 \text{ m et } l = 2.7 \text{ m et } A_{st} = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$h / l \geq 1 / 16 \rightarrow 0.092 \geq 0.0625 \dots\dots\dots CV$$

$$h / l \geq M_t / 10 M_o \rightarrow 0.092 \geq 0.084 \dots\dots\dots CV$$

$$A_s / b d \leq 4.2 / f_e \rightarrow 0.0011 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

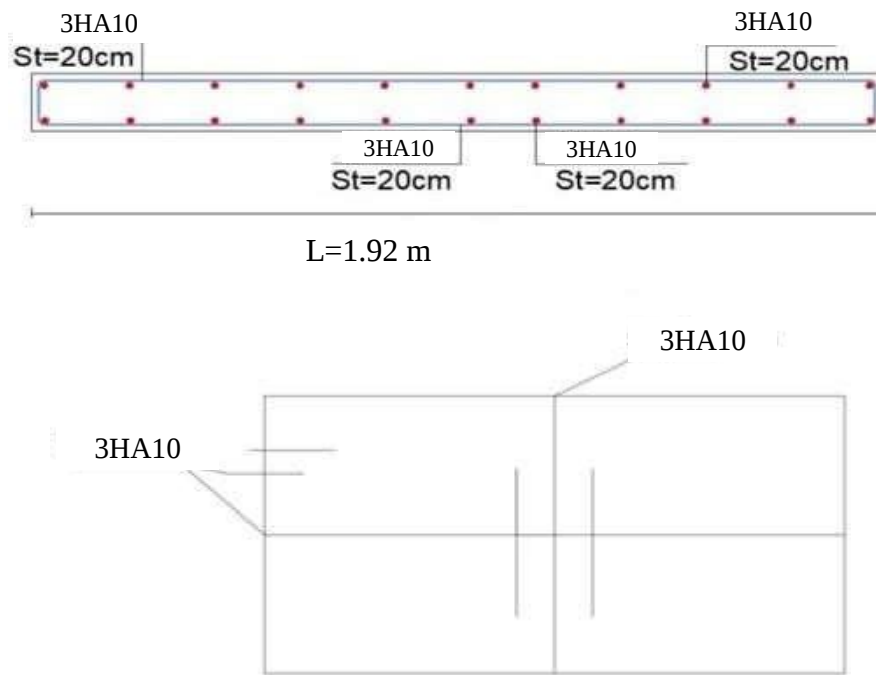


Figure IV. 19:Schéma de ferrailage de l'ascenseur

IV.8. 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 CBA 93 et le RPA 99 version 2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.

CHAPITRE V :

Etude dynamique et sismique

V.1. Introduction :

Un séisme est une secousse de sol résultant de libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches, certains mettant ainsi sur la surface terrestre .Cette secousse qui peut durer de quelques secondes à quelques minutes peut engendrer plusieurs dégâts éventuellement la déformation ou la ruine d'une construction selon son intensité. Pour ce faire, il est important de concevoir avec précaution les structures pour résister au maximum aux effets de l'activité sismique tout en respectant les recommandations du règlement parasismique algérien.

V.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de Vibrations.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.3. Méthode de calcul :

Selon le RPA99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

Méthode d'analyse modale spectrale.

Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Méthode statique équivalente.

V.4. Modélisation de la structure :**V.4.1. Présentation du logiciel de calcul :**

ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et construction métallique.

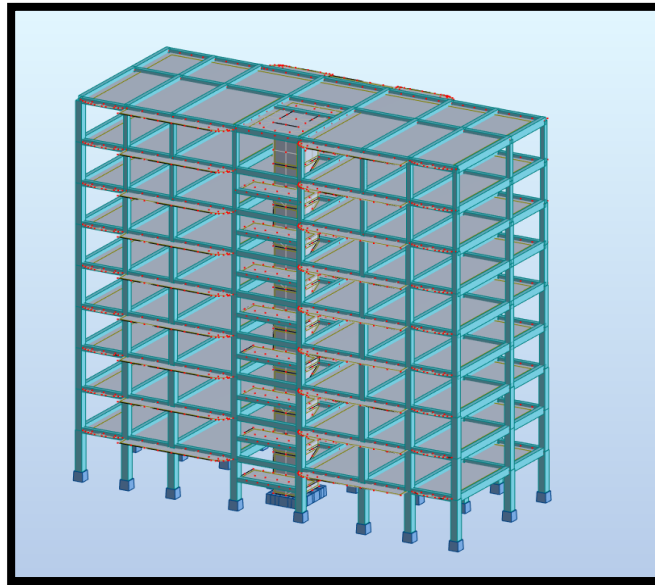


Figure V. 1: vue en plan de la modélisation de la structure avec logiciel ROBOT.

V.4.2. Modélisation :

V.4.2.1. La structure sans voiles :

a) 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	1.08	58.30	0.08	58.30	0.08	3054917.96
2	0.93	60.67	62.94	2.37	62.87	3054917.96
3	0.91	72.47	71.64	11.80	8.69	3054917.96
4	0.36	80.90	71.73	8.43	0.09	3054917.96
5	0.30	86.01	73.18	5.11	1.46	3054917.96
6	0.28	86.28	85.51	0.26	12.33	3054917.96
7	0.21	88.84	85.57	2.56	0.05	3054917.96
8	0.16	91.23	85.69	2.39	0.13	3054917.96
9	0.14	91.57	89.54	0.34	3.85	3054917.96
10	0.14	92.87	91.38	1.30	1.84	3054917.96

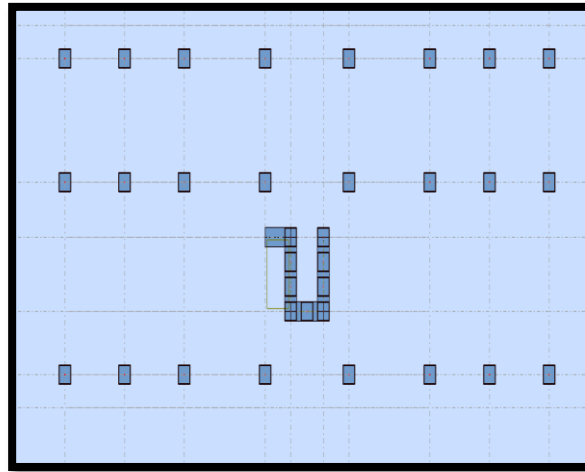


Figure V. 2: vue en plan de la structure sans voiles avec logiciel ROBOT.

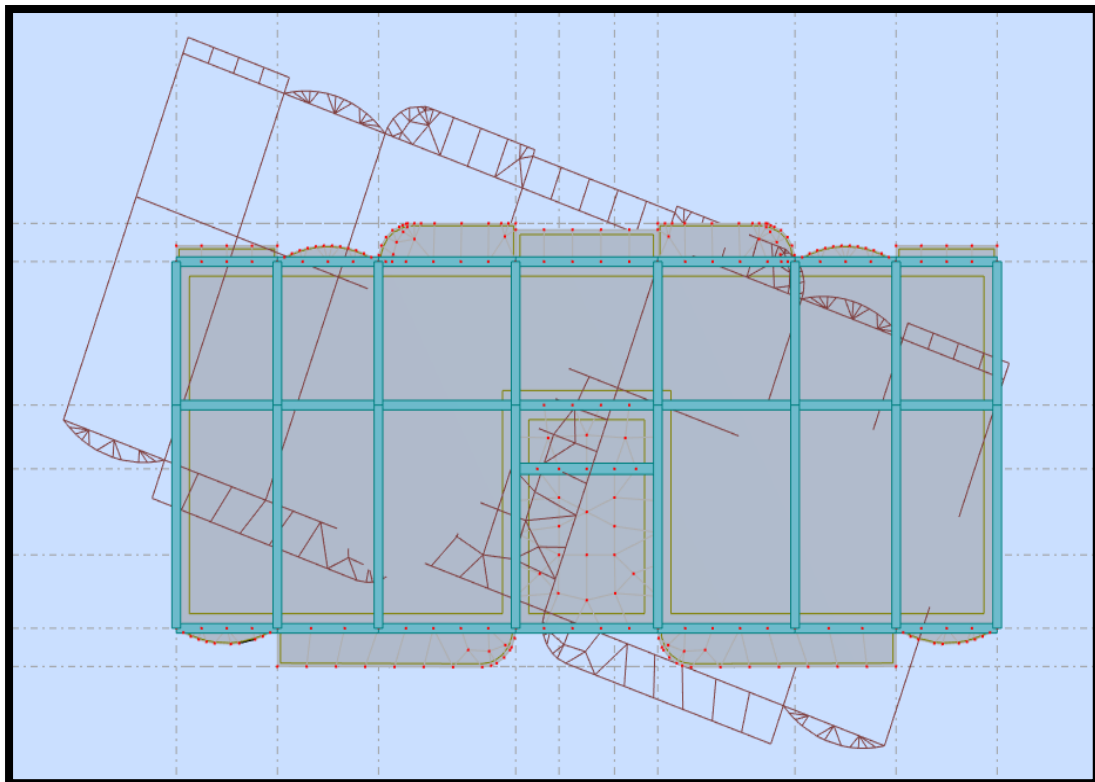


Figure V. 3: mode 1 de déformation (translation suivant l'axe X – X).

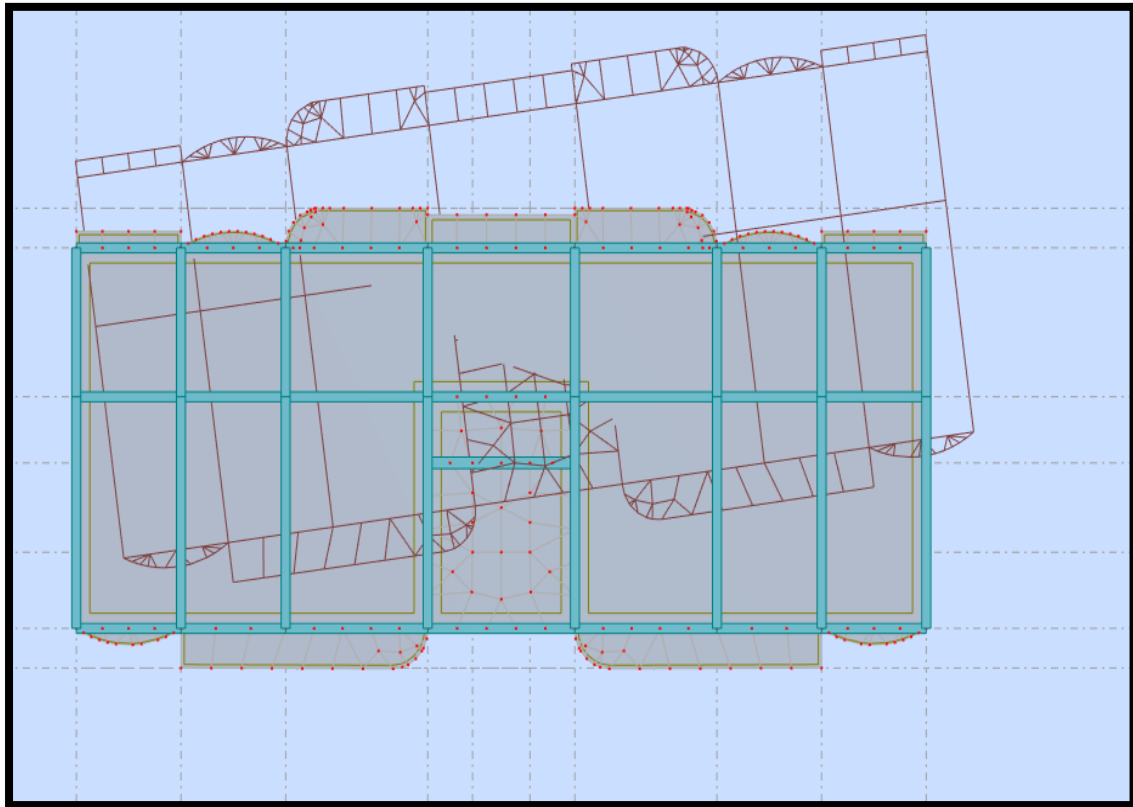


Figure V. 4 : mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y – Y).

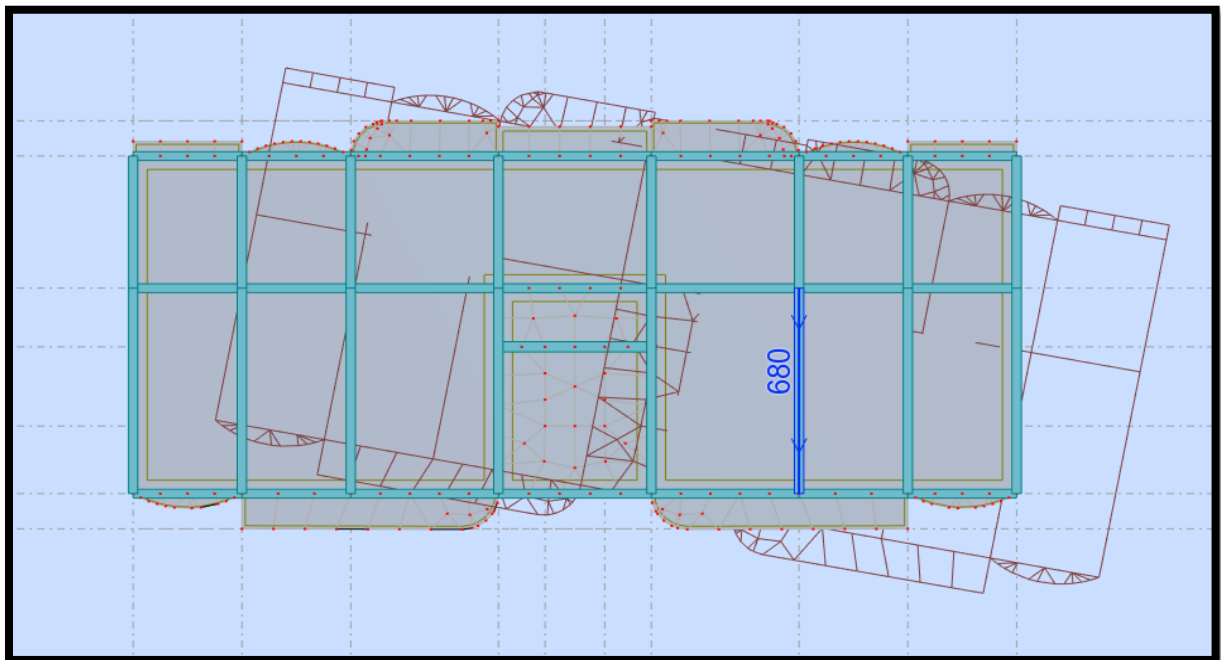


Figure V. 5 : mode 3 de déformation (rotation suivant l'axe Z – Z).

V.4.2.2. 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.

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0.77	67.23	0.01	67.23	0.01	3291753.39
2	0.69	67.24	69.15	0.01	69.14	3291753.39
3	0.58	67.24	69.61	0.00	0.47	3291753.39
4	0.21	85.32	69.63	18.08	0.02	3291753.39
5	0.19	85.34	84.63	0.03	15.00	3291753.39
6	0.16	85.36	84.92	0.01	0.29	3291753.39
7	0.10	85.36	84.92	0.00	0.00	3291753.39
8	0.10	85.36	84.92	0.00	0.00	3291753.39
9	0.10	91.03	84.93	5.67	0.01	3291753.39
10	0.09	91.04	90.97	0.01	6.04	3291753.39

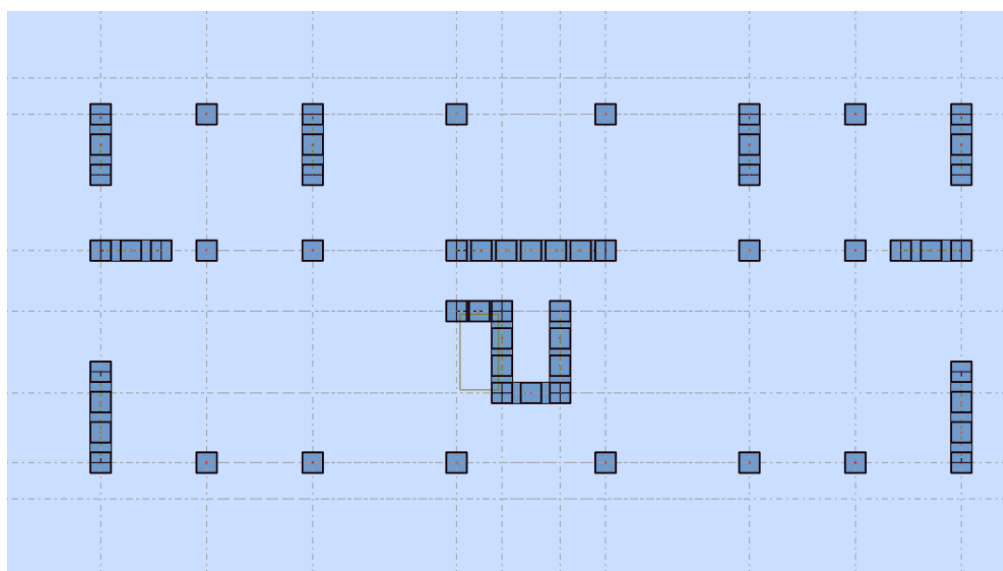


Figure V. 6: schéma de la première disposition des voiles.

Direction X :

$$1- T = Ct.hn^{3/4} = 0.05 * 27.54^{3/4} = \mathbf{0.601s}$$

$$2- T = 0.09hn/\sqrt{Dx} \dots dx = 28.82m$$

$$0.09 * 27.54 / \sqrt{28.82} = \mathbf{0.46s}$$

$$1.3 * \text{Tempirique} = \min(1; 2) = 0.46 \text{ s}$$

$$1.3 * \text{Tempirique} = 0.60 \text{ s}$$

$$T \text{ analytique} = 0.77 \text{ s}$$

Direction Y :

$$3- T = Ct.hn^{3/4} = 0.05 * 27.54^{3/4} = \mathbf{0.601s}$$

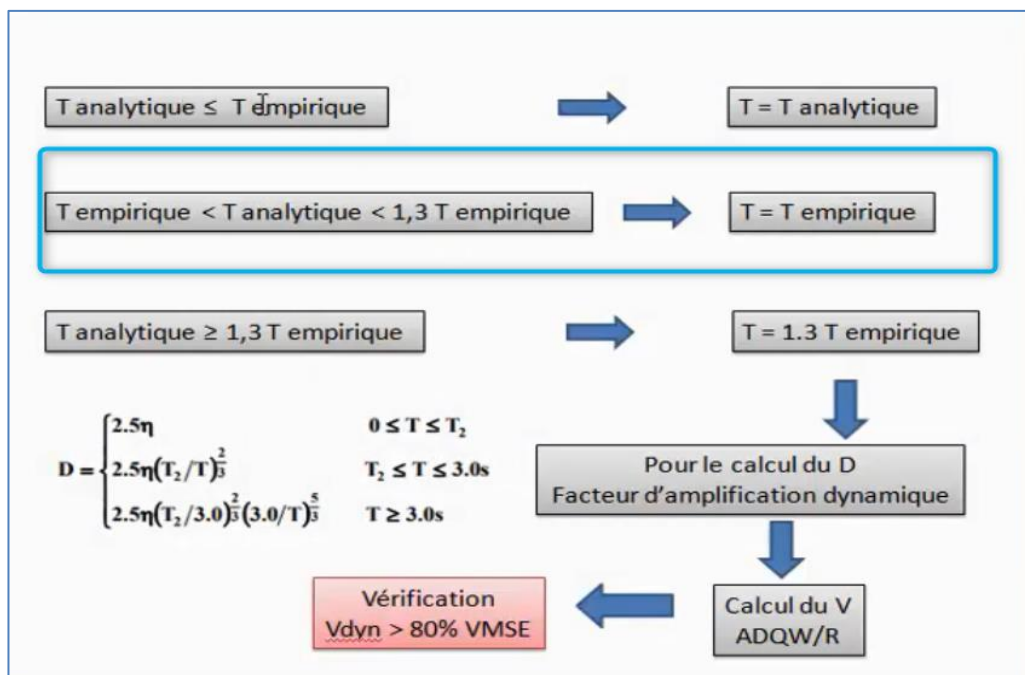
$$1- T = 0.09hn/\sqrt{Dy} \dots dY = 14.48m$$

$$0.09 * 27.54 / \sqrt{14.48} = 0.65 \text{ s.}$$

$$1.3 * \text{Tempirique} = 0.601 \text{ s.}$$

$$1.3 * \text{Tempirique} = 0.78 \text{ s.}$$

$$T \text{ analytique} = 0.69$$



❖ La deuxième disposition :

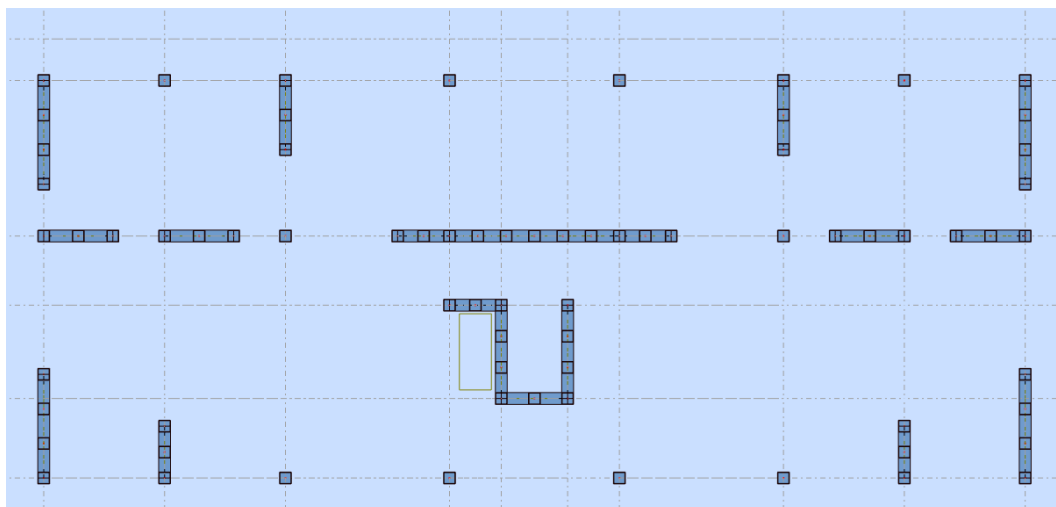


Figure V. 7 : schéma de la deuxième disposition des voiles.

a) Le comportement de la structure :

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0.62	0.04	68.86	0.04	68.86	3415751.00
2	0.58	68.82	68.90	68.78	0.05	3415751.00
3	0.51	68.85	69.20	0.03	0.30	3415751.00
4	0.17	68.89	84.70	0.04	15.49	3415751.00
5	0.16	85.74	84.76	16.85	0.06	3415751.00
6	0.14	86.14	84.97	0.40	0.21	3415751.00
7	0.10	88.02	84.97	1.88	0.00	3415751.00
8	0.10	88.12	84.97	0.09	0.01	3415751.00
-	-	-	-	-	-	-
33	0.08	90.23	90.29	0.01	5.10	3415751.00

b) Remarques :

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale $T_x = 0,58$ s

$T_y = 0,62$ 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 33 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

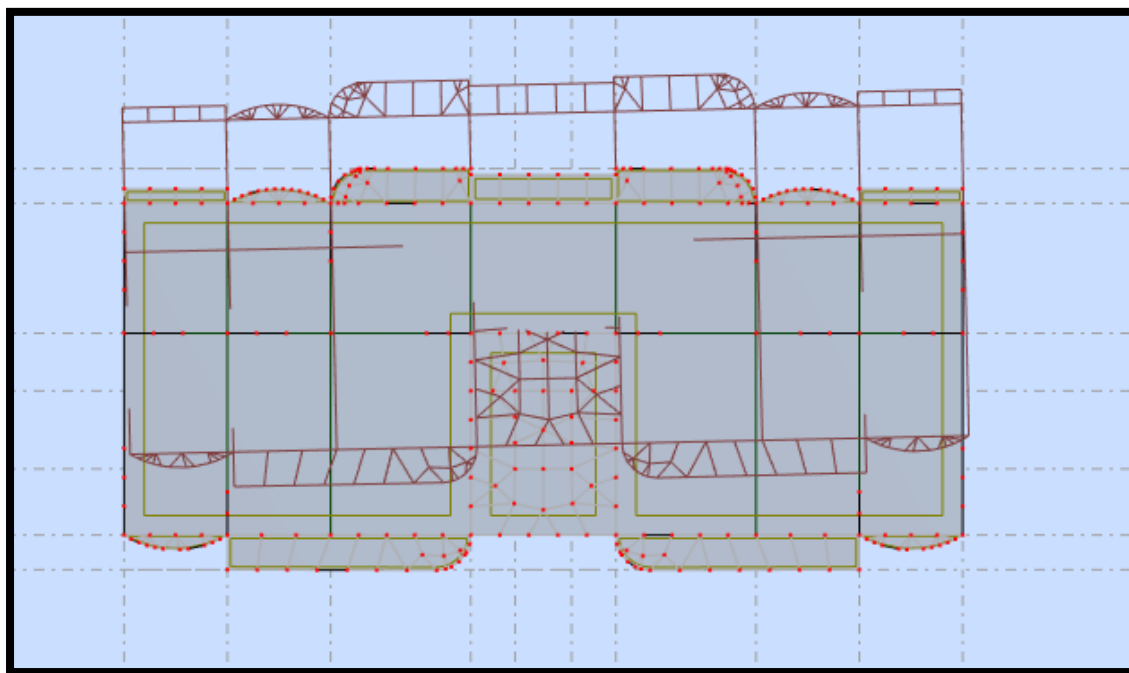
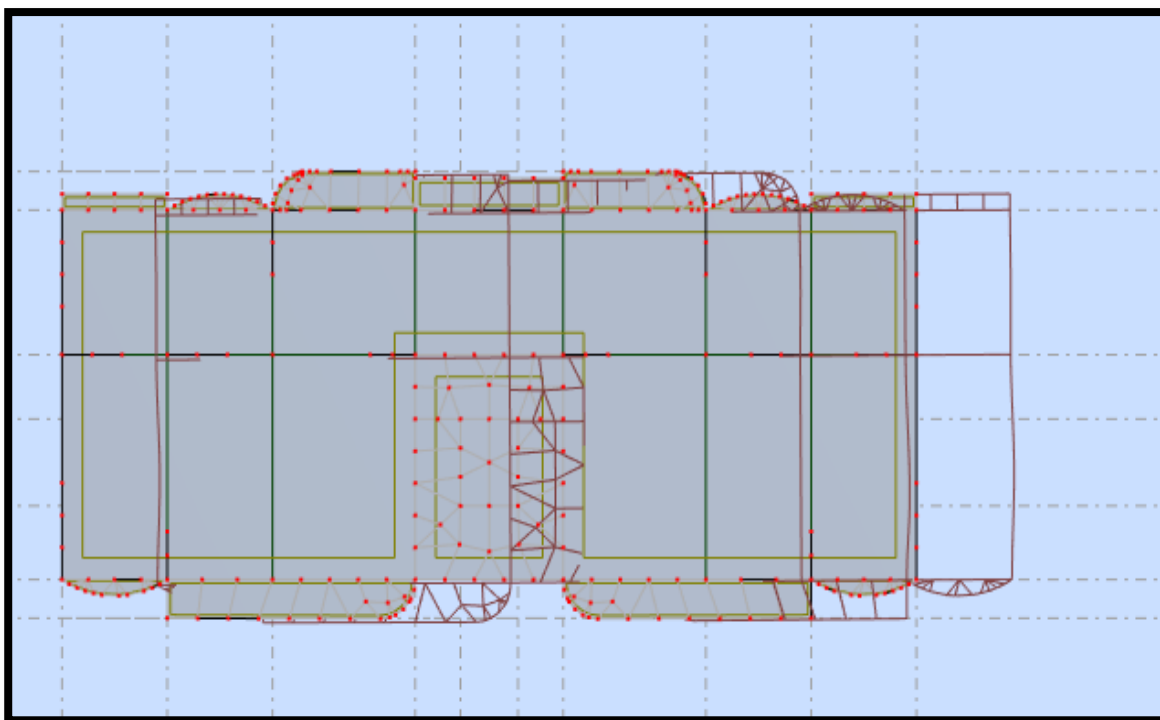


Figure V. 8: mode 1 de déformation (translation suivant l'axe X – X).



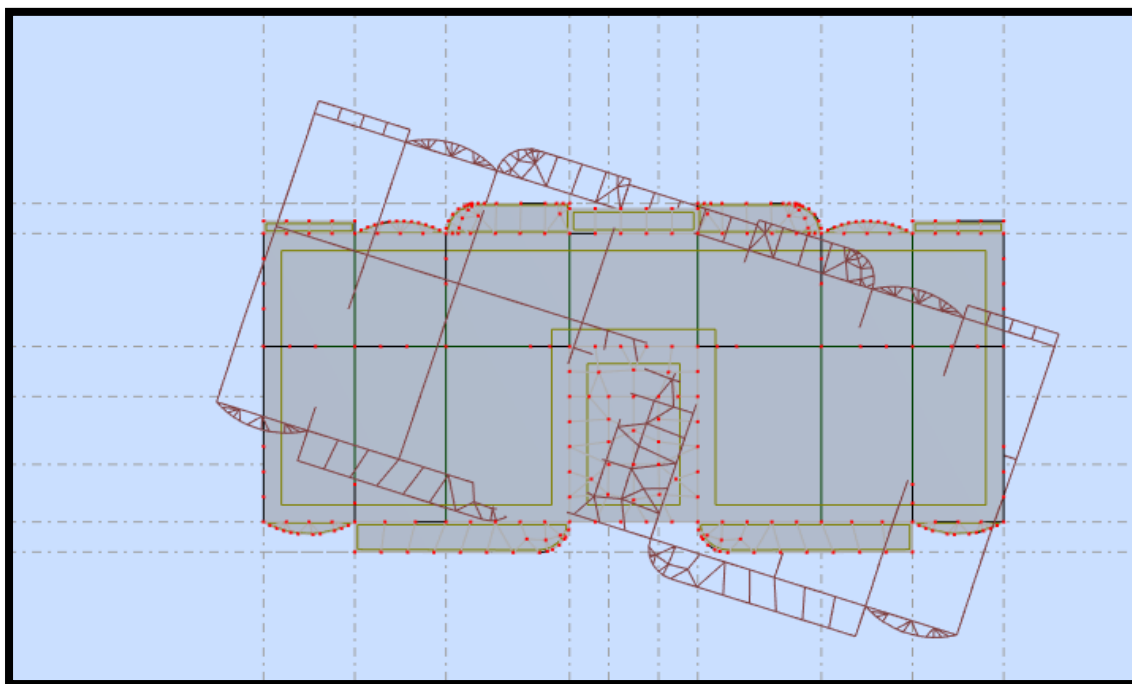


Figure V. 10: mode 3 de déformation (rotation suivant l'axe Z – Z).

Centre de gravité est centre de rigidité

	Cg-Cr[m] x- x	Cg-Cr[m] y- y	0.05 Lx [m]	0.05 Ly[m]	
RDC	0.000	0.913	1.421	0.696	cnv
1	0.004	0.929	1.421	0.696	cnv
2	0.004	0.929	1.421	0.696	cnv
3	0.028	0.941	1.421	0.696	cnv
4	0.028	0.941	1.421	0.696	cnv
5	0.044	0.947	1.421	0.696	cnv
6	0.044	0.947	1.421	0.696	cnv
7	0.077	0.960	1.421	0.696	cnv
8	0.064	0.981	1.421	0.696	cnv

La troisième disposition :

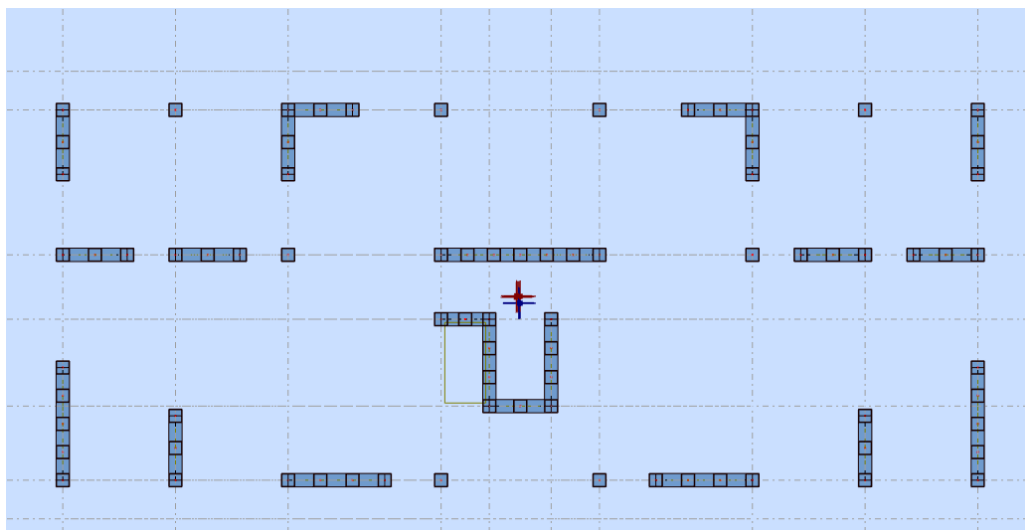


Figure V. 11: schéma de la troisième disposition des voiles.

c) Le comportement de la structure :

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0.65	0.00	68.59	0.00	68.59	3466842.61
2	0.57	68.40	68.59	68.40	0.00	3466842.61
3	0.51	68.44	68.59	0.03	0.00	3466842.61
4	0.18	68.44	84.40	0.00	15.80	3466842.61
5	0.16	84.52	84.40	16.09	0.00	3466842.61
6	0.14	84.59	84.40	0.06	0.00	3466842.61
7	0.10	84.59	84.40	0.00	0.00	3466842.61
8	0.10	85.94	84.40	1.35	0.00	3466842.61
-	-	-	-	-	-	-
42	0.07	91.17	90.98	2.16	0.03	3488082.94

a) Remarques :

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale $T_x = 0,57$ s

$T_y = 0,65$ 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 42 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

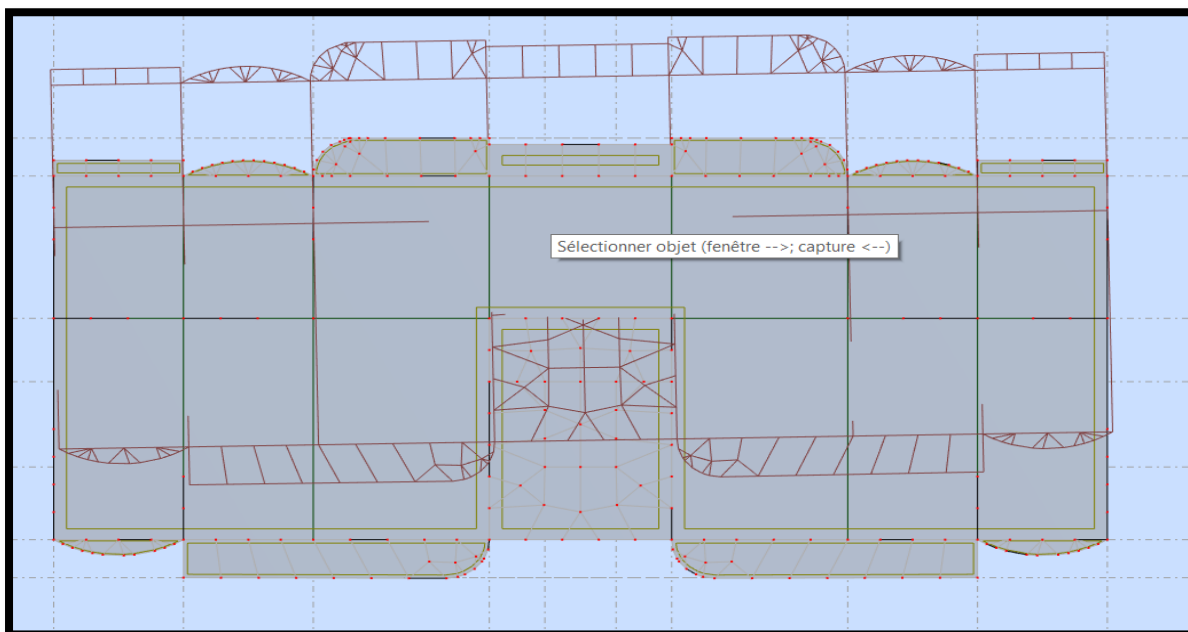


Figure V. 12: mode 1 de déformation (translation suivant l'axe Y – Y).

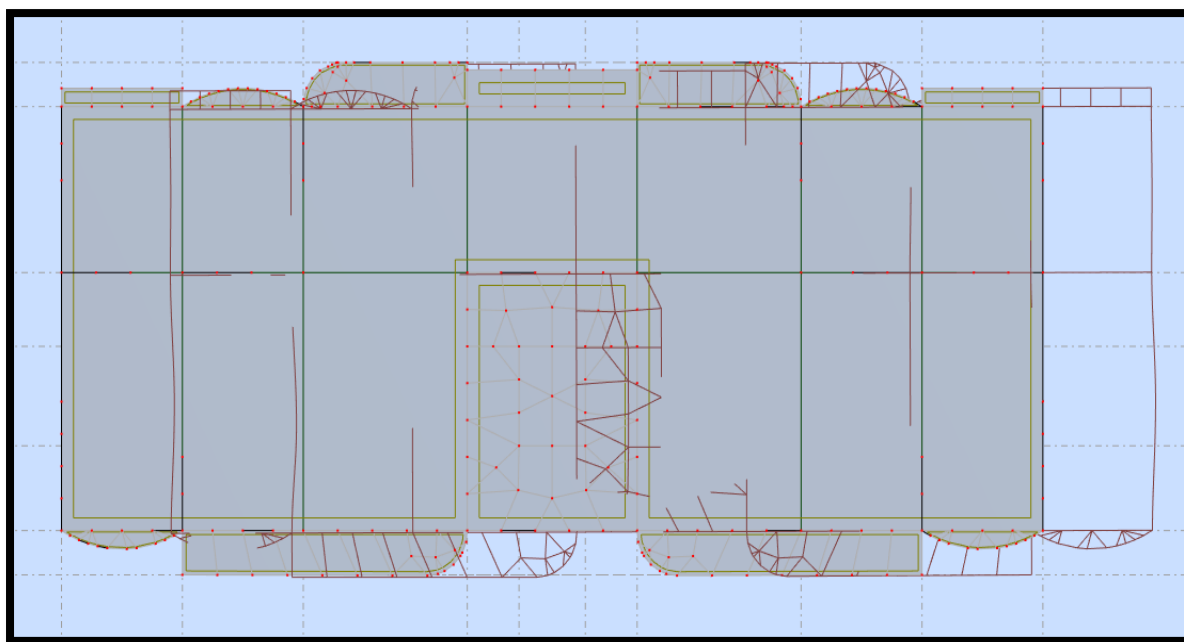


Figure V. 13: mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X – X).

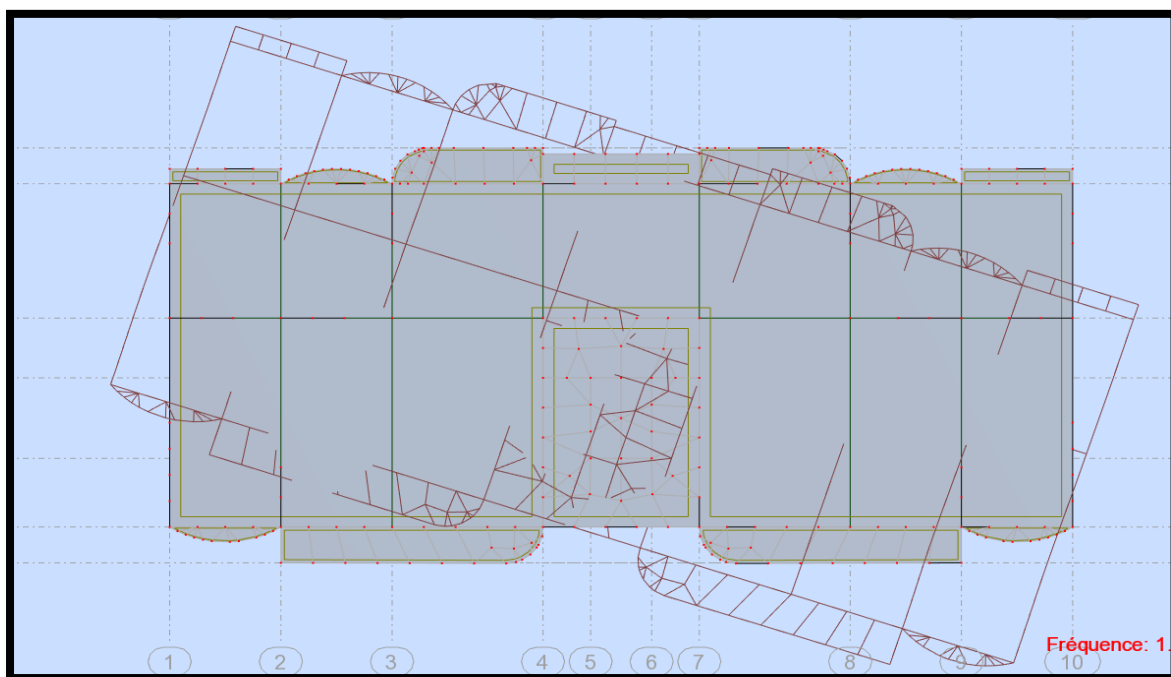
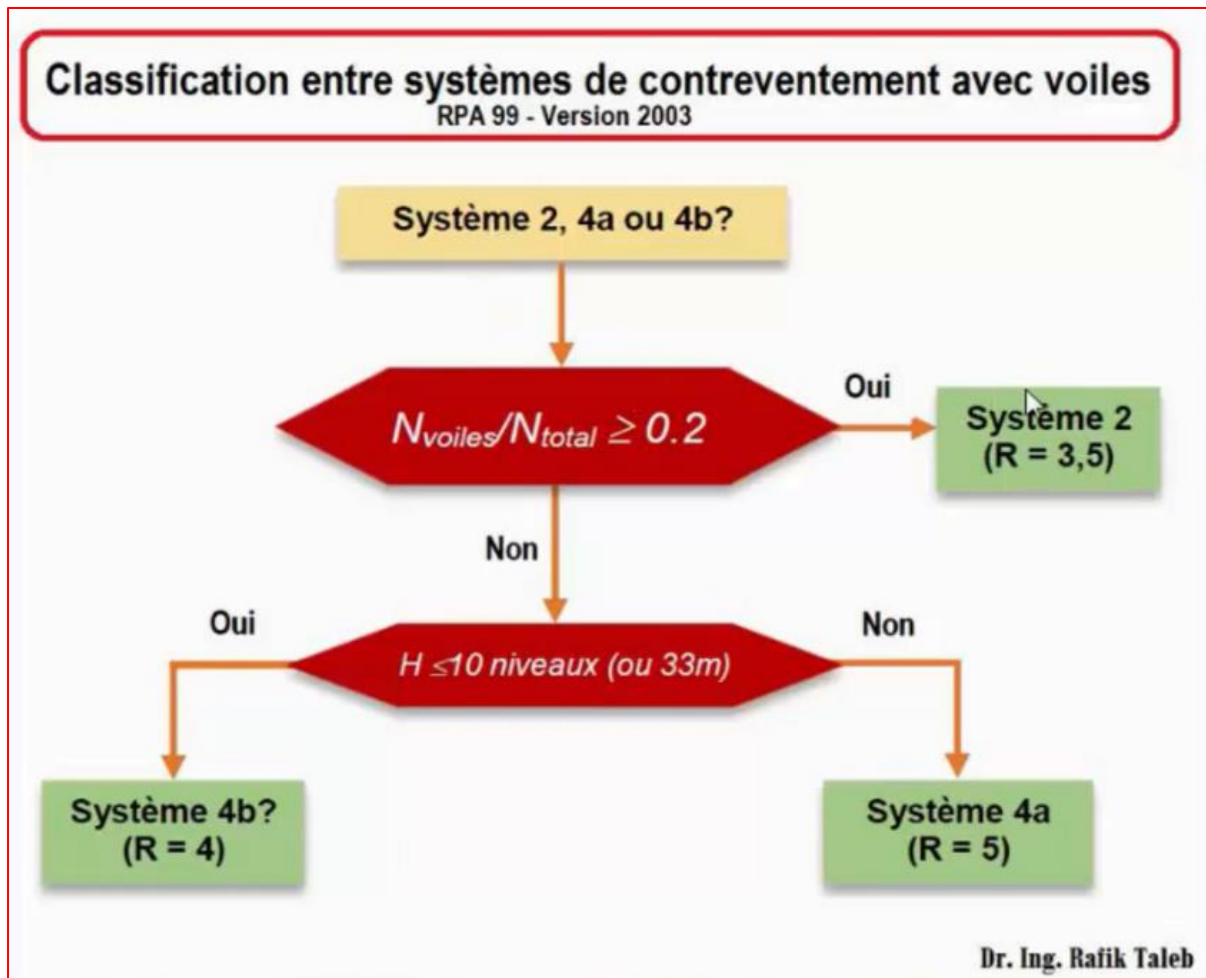


Figure V. 14: mode 3 de déformation (rotation suivant l'axe Z – Z).

Centre de gravité est centre de rigidité

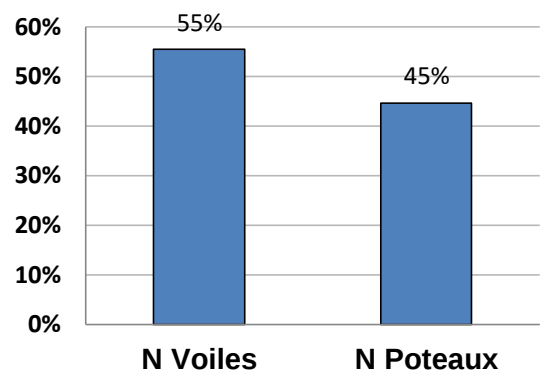
	Cg-Cr[m] x- x	Cg-Cr[m] y- y	0.05 Lx [m]	0.05 Ly[m]	
RDC	0.000	0.217	1.421	0.696	CV
1	0.000	0.211	1.421	0.696	CV
2	0.000	0.211	1.421	0.696	CV
3	0.000	0.204	1.421	0.696	CV
4	0.000	0.204	1.421	0.696	CV
5	0.000	0.197	1.421	0.696	CV
6	0.000	0.197	1.421	0.696	CV
7	0.000	0.189	1.421	0.696	CV
8	0.000	0.211	1.421	0.696	CV

- VERIFICATION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT R.

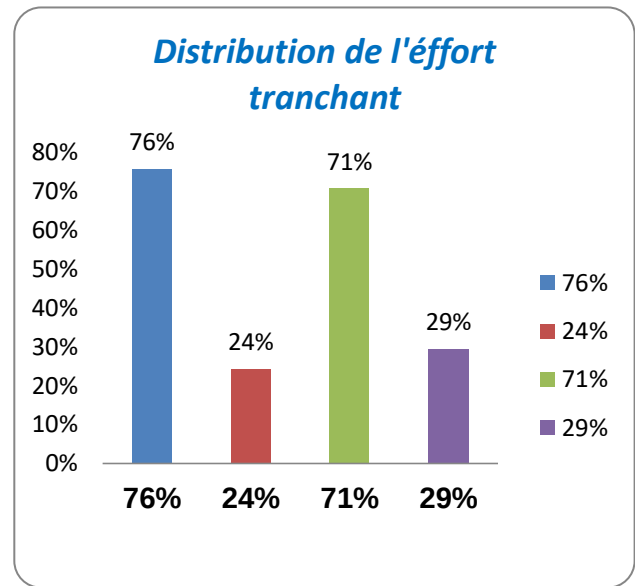


Etage	Voiles de contreventement		
	Effort tranchant	Effort normal	
	Tx	Ty	N
1	1379.21	1191.67	-26870.63
2	1386.8	1215.39	-24638.58
3	1151.51	1007.41	-22004.93
4	998.51	875.44	-19675.51
5	789.77	699.69	-16652.89
6	666.97	567.75	-13610.75
7	462.53	387.91	-10263.63
8	344.23	308.13	-7206.23
9	127.43	103.58	-3665.8

Distribution de l'effort Normal



	Poteaux		
	Effort tranchant		Effort normal
Etage	Tx	Ty	N
1	356.47	411.51	-26076.99
2	257.51	326.12	-21958.86
3	328.6	386.22	-18634.73
4	292.86	333.28	-15032.21
5	316.76	332.11	-12192.81
6	250.1	285.43	-9385.85
7	249.11	269.17	-6918.83
8	150.43	147.02	-4192.43
9	142.2	149.21	-2035.84



Donc **R= 3.5**

VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT :

L'article (7-4-3-1) du RPA (version 2003) exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante : $N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3 [1]$

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

F_{c28} : résistance caractéristique du béton.

poteau	Nd (KN)	Bc m ²	Fc28	V	observation
50×55	1914.28	0.275	25	0.27	C. V
45×50	1416.44	0.225	25	0.251	C. V
40×45	974.26	0.18	25	0.216	C. V
35×40	624.98	0.14	25	0.178	C. V
30×35	305.98	0.105	25	0.116	C. V

1. Calcul de la force sismique totale :(RPA art 4.2.3)

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure.

Ces valeurs sont obtenues après les classifications du projet d'après le tableau par RPA99 version 2003.

2. Coefficient d'Accélération de Zone « A » : [1]

Le coefficient d'accélération de zone « A » est donné par le Tableau 4.1 des (RPA 99/Version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment Pour notre projet : groupe usage2 et Zone IIa.

Tableau V. 1: Coefficient d'Accélération de Zone A.

/	ZONE			
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Donc : **A = 0.15**

3. Facteur d'amplification dynamique moyen « D » : [1]

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 & \frac{T_2}{3} \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement.

T : Période fondamentale.

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie de site.

- **Calcul de facteur de correction d'amortissement η :[1]**

Donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

D'abord on calcule Pourcentage d'Amortissement Critique ξ .

- **Pourcentage d'Amortissement Critique ξ :**

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau V. 2: Valeurs de ξ (%).

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 : $\eta = \sqrt{7/(2 + 8.5)} = 0.816 \geq 0.7$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure :[1]**

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99 version 2003.

$$T = T_{\min} \begin{cases} T = C_T h_N^{3/4} \\ T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \end{cases}$$

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

On a : $h_N = 27.54$ m

C_T : coefficient fonction de système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 (dans notre cas on a Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie)

Donc : $C_T = 0.05$

$$T = C_T h_N^{3/4} \Rightarrow T = 0.05 \times (27.54)^{3/4}$$

Alors : $T = 0.60$ s.

Tableau V. 3: Valeurs du coefficient C_T .

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

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

Direction X :

$$4- T = C_t \cdot h_N^{3/4} = 0.05 \cdot 27.54^{3/4} = 0.601s$$

$$5- T = 0.09 h_N / \sqrt{D_x} \dots\dots d_x = 28.82m$$

$$0.09 \cdot 27.54 / \sqrt{28.82} = 0.46s$$

$$1.3 \cdot \text{Tempirique} = \min(1; 2) = 0.46 s$$

$$1.3 \cdot \text{Tempirique} = 0.60 s$$

$$T \text{ analytique} = 0.57 s$$

Direction Y :

$$6- T = C_t \cdot h_N^{3/4} = 0.05 \cdot 27.54^{3/4} = 0.601s$$

$$2- T = 0.09 h_N / \sqrt{D_y} \dots\dots d_Y = 14.48m$$

$$0.09 \cdot 27.54 / \sqrt{14.48} = 0.65 s.$$

$$1.3 \cdot \text{Tempirique} = 0.601 s.$$

$$1.3 \cdot \text{Tempirique} = 0.78 s.$$

$$T \text{ analytique} = 0.65 s.$$

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 $T_2 = 0.4$ on obtient :

Sens X :

La condition

La condition $T_2 \leq T \leq 3.0 s$

Donc : $2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.01$

D = 1.61 s

Sens Y :

$$2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

Donc : **D = 1.491**

4. Coefficient de Comportement Global de la Structure « R » :

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 des RPA99/version 2003 en fonction du système de contreventement.

Tableau V. 4: valeurs du coefficient de comportement R.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
<u>A</u>	<u>Béton armé</u>	
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

Dans notre cas : **voiles porteurs**

Alors : **R=3.5**

5. Facteur de qualité « Q » : [1]

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 des RPA99/version 2003.

Tableau V. 5: valeurs des pénalités P_q .

« Critère q »	Sens X	Sens Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.05	0.05
$\sum P_q$	0.1	0.2

➤ Sens X $\rightarrow Q=1+0.1=1.1$

➤ Sens Y $\rightarrow Q=1+0.2=1.2$

6. Poids totale 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. RPA99version2003

Tableau V. 6: Valeurs du coefficient de pondération β .

Cas n°	Système de contreventement	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions Avec places debout.	0.30
	- Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec Places assises	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Dans notre cas : $\beta = 0.20$

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 $0.8 V_{\text{statique}}/V_{\text{dynamique}}$.

✓ **Calcule de l'effort sismique totale « V » :**

Sens x :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_x = \frac{0.15 \times 1.61 \times 1.10}{3.5} \times 33998.12 \Rightarrow V_x = 2580.46 \text{ KN}$$

$$0.8V_x = 2064.36 \text{ KN}$$

Sens Y :

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_y = \frac{0.15 \times 1.491 \times 1.2}{3.5} \times 33998.12 \Rightarrow V_y = 2606.97 \text{ KN}$$

$$0.8v_y = 2085.58 \text{ KN}$$

Tableau V. 7: Vérification de l'effort tranchant à la base.

Les Résultats d'action sismique à la base trouvée par logiciel ROBOT dans les deux sens :

Les sens	$0.8V_{\text{statique}}$ (KN)	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)	$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$
Suivant X	2064.36	2415.40	Condition vérifiée
Suivant Y	2085.58	2406.41	Condition vérifiée

VERIFICATION DES DEPLACEMENTS LATERAUX INTER ETAGES :

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 : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec:

$$\delta_K^x = R \cdot \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \cdot \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

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 V. 8 : Vérification des déplacements inter étages du bloc.

Etage	R	$\delta_{eK}^x(cm) \times R$	$\delta_{eK}^y(cm) \times R$	$\Delta_K^x(cm) \times R$	$\Delta_K^y(cm) \times R$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
RDC	3.5	0.148	0.181	0.148	0.181	3.06	Vérifier
1	3.5	0.437	0.565	0.289	0.384	3.06	vérifier
2	3.5	0.805	1.058	0.368	0.492	3.06	vérifier
3	3.5	1.216	1.605	0.411	0.548	3.06	vérifier
4	3.5	1.639	2.161	0.423	0.556	3.06	vérifier
5	3.5	2.058	2.705	0.419	0.544	3.06	vérifier
6	3.5	2.455	3.215	0.397	0.510	3.06	vérifier
7	3.5	2.828	3.690	0.373	0.475	3.06	vérifier
8	3.5	3.171	4.127	0.343	0.438	3.06	vérifier

- **Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ .**

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [2]}$$

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 "

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau " K " par rapport à " $K-1$ "

h_K : Hauteur de l'étage "K"

- Si $0,10 < \theta_K \leq 0,20$, Les effets $P-A$ 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^{er} 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 :

X-X :

Etage	P kn	ΔX m	VX kn	H m	θ_X	Vérification
RDC	33998.11	0.00148	2415.50	3.06	0.00680751	OK
1	29881.5	0.00289	2304.99	3.06	0.01224362	OK
2	26058	0.00368	2095.32	3.06	0.01495606	OK
3	22255.33	0.00411	1837.24	3.06	0.01627004	OK
4	18512.89	0.00423	1571.16	3.06	0.01628819	OK
5	14788.97	0.00419	1297.32	3.06	0.0156093	OK
6	11118.6	0.00397	1007.12	3.06	0.01432313	OK
7	7464.57	0.00373	698.77	3.06	0.01302141	OK
8	3859.48	0.00343	376.22	3.06	0.01149899	OK

Y-Y:

Etage	P kn	ΔY m	VY kn	H m	θ_X	Vérification
RDC	33998.11	0.00181	2406.38	3.74	0.0068375	OK
1	29881.5	0.00384	2326.46	3.06	0.0161182	OK
2	26058	0.00492	2125.58	3.06	0.01971094	OK
3	22255.33	0.00548	1854.89	3.06	0.02148696	OK
4	18512.89	0.00556	1576.76	3.06	0.02133349	OK
5	14788.97	0.00544	1297.09	3.06	0.02026961	OK
6	11118.6	0.0051	1001.74	3.06	0.01849881	OK
7	7464.57	0.00475	691.81	3.06	0.01674905	OK
8	3859.48	0.00438	374.60	3.06	0.01474734	OK

a) Vérification au renversement :(RPA99/V2003 Art.5.5.)[1]:

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. $M_s > M_r$

Avec :

M_s : moment stabilisant

M_r : moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité

d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage. Soumis à des effets de renversement et/ou de glissement

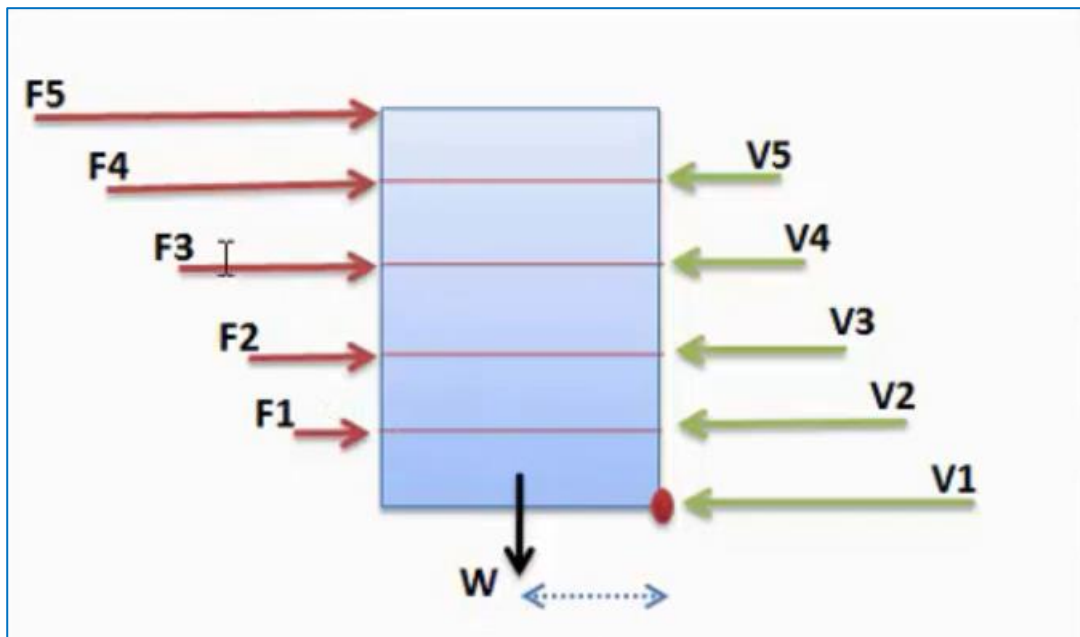
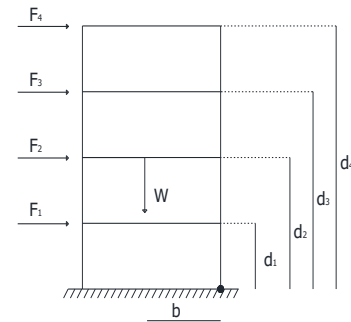
$$✓ \quad M_{\text{renversement}} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$✓ \quad M_{\text{stabilisant}} = W \times b$$

b : la distance au centre de gravité selon la direction x-x et y-y (X_g ; Y_g).

Il faut vérifier que :

$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} \geq 1,5$$



x-x

ETAGE	V _x (KN)	f _x	h (m)	W (KN)	X _g (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)	Vérification
RDC	2415.50	110.51	3.06	33998.12	14.21	338.161	483113.28	OK
1	2304.99	209.67	6.12			1283.180		OK
2	2095.32	258.08	9.18			2369.174		OK
3	1837.24	266.08	12.24			3256.819		OK
4	1571.16	273.84	15.3			4189.752		OK
5	1297.32	290.2	18.36			5328.072		OK
6	1007.12	308.35	21.42			6604.857		OK
7	698.77	322.55	24.48			7896.024		OK
8	376.22	376.22	27.54			10361.099		OK

y-y

ETAGE	V _y (KN)	f _y	h (m)	W (KN)	Y _g (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)	Vérification
RDC	2406.38	79.92	3.06	33998.12	6.626	338.956	178830.33	OK
1	2326.46	200.88	6.12			1221.416		OK
2	2125.58	270.69	9.18			2208.344		OK
3	1854.89	278.13	12.24			3064.107		OK
4	1576.76	279.67	15.3			3944.024		OK
5	1297.09	295.35	18.36			5040.459		OK
6	1001.74	309.93	21.42			6181.149		OK
7	691.81	317.21	24.48			6972.088		OK
8	374.60	374.6	27.54					

V.5. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

CHAPITRE VI :

Ferraillage des éléments structurants

VI.1. Étude des poteaux :

VI.1.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée (M, N). Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les couples des sollicitations suivants : RPA article 5.2.

- 1.35G+1.5Q	- G+Q+E	- 0.8G+E.
- G+Q	- G+Q-E	- 0.8G-E.

➤ Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

- $M^{max} \rightarrow N^{corr}$
- $N^{max} \rightarrow M^{corr}$
- $N^{min} \rightarrow M^{corr}$

VI.1.2. Les recommandations du RPA 99/2003:

a) Coffrage : RPA 7.4.1

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes:

- Min (b1, h1) 25cm en zones II

b) Les armatures longitudinales : RPA. article.7.4.2.1.

D'après le RPA99 version 2003, pour une zone sismique IIa, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

➤ Leur pourcentage EST limité par:

- $0,8\% < \frac{A_s}{B} < 4\%$ en zone courante.
- $0,8\% < \frac{A_s}{B} < 6\%$ en zone de recouvrement.

As : La section d'acier.

B : Section du béton [cm²].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $40\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max(h_e / 6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$$

: la hauteur de l'étage.

(b_1 ; h_1) : Dimensions de la section transversale du poteau.

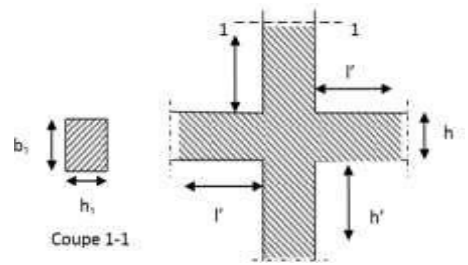


Figure VI. 1: la zone nodale

Tableau VI. 1: Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux

Niveau	Section du Poteau (cm ²)		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
				Zone courante	Zone de recouvrement
RDC	50x55	2750	22	110	165
1 ^{er} , 2 ^{eme}	45x50	2250	18	90	135
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	40x45	1800	14.4	72	108
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	35x40	1400	11.2	56	84
7 ^{eme} , 8 ^{eme}	30x35	1050	8.4	42	63

c) Les armatures transversales : RPA article.7.4.2.2.

] Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{St} = \frac{\rho T_u}{h_1 \times f_e}$$

T_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

h_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

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

$$\rho = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$t \leq \min(10 \Phi_l ; 15 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone IIa).}$$

$$t < 15 \Phi_l \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone IIa).}$$

Φ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{s b}$ en (%) est donnée comme suite :

0.3%.....si $\lambda_g \geq 5$

0.8%.....si $\lambda_g \leq$ interpolation entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau ($\lambda_g = \frac{l_f}{a}$)

a : Dimension de la section droite du poteau.

l_f : Longueur du flambement du poteau.

VI.1.3. Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites de logiciel **ROBOT** qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme. Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 2: Sollicitations dans les poteaux.

	G+Q±E		ELU		0.8G±E	
	$M^{\max}$ et N^{corres}		$N^{\max}$ et M^{corres}		$N^{\min}$ et M^{corres}	
Poteaux	$M^{\max}$	N^{corres}	$N^{\max}$	M^{corres}	$N^{\min}$	M^{corres}
50x55	78.80	859.12	1914.28	69.89	-673.65	60.62
45x50	40.23	606.60	-1416.44	35.91	-395.50	26.04
40x45	133.69	436.33	974.26	15.86	-68.88	51.18
35x40	104.47	-0.16	624.98	18.01	-59.75	39.07
30x35	78.16	-127.52	305.98	16.99	-53.14	65.12

VI.1.3.1. Ferraillages des poteaux :

❖ Ferraillage longitudinal :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC dont les sollicitations sont les suivantes :

$$N_{\max} = 1914.28 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corre}} = 69.89 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = -673.65 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corre}} = 60.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 78.80 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{corre}} = 859.12 \text{ KN}$$

Prenons un exemple de calcul le poteau de section (50 x 55) en adoptant les sollicitations à l'ELU.

$$N_{\max} = 1914.28 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corre}} = 69.89 \text{ KN.m}$$

Donc le poteau est soumis à un effort de compression.

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d' \right) > M_u$$

$$N_0 = b \cdot h \cdot f_{bu} = 550 \times 500 \times 14.16 = 3894 \text{ KN}$$

$$M_2 = (1914.28 - 3894) \left(\frac{0.55}{2} - 0.03 \right) = -485.03 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d') N_0 < M_u$$

$$M_3 = 1914.28 \left(\frac{0.55}{2} - 0.03 \right) - (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.03) 3894 = -158.12 < M_u$$

Donc il faut calculer :

$$\Psi = \frac{0.3754 \times N_0 \times h + N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.8571 \times 0.55 - 0.03) 3905}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 \times N_0 \times h + N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.8571 \times 0.55 - 0.03) 3905} = \frac{1203.10}{1718.61} = 0.70$$

la section est entièrement comprimée :

$$A_2 = \frac{N_u - \Psi N_0}{f_{su}} = \frac{1914.28 - 0.70 \times 3894}{348} = 23.3 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 0$$

Donc on ferraille la section du poteau par le ferrailage minimal :

$$A_{min} = \max\{4P; 0.2\%B\}$$

P : périmètre de la section calculée.

B : la surface de la section calculée

$$A_{min} = \max\{4P; 0.2\%B\}$$

$$A_{min} = 8.4 \text{ Cm}^2$$

Sections des armatures longitudinales donnent par Excel dans les poteaux.

Tableau VI. 3 : Sections des armatures longitudinales.

	G+Q±E (cm²)	ELU (cm²)	0.8G±E (cm²)	A_{min} BAEL (cm²)	A_{min} RPA (cm²)	A_{max}(cm²)
50x55	8.64	39.6	8.4	8.4	22	23.3
45x50	9.96	9.02	1.64	7.6	18	22.48
40x45	13.42	7.05	3.54	6.8	14.4	20.3
35x40	16.03	5.18	3.25	6	11.2	17.3
30x35	11.9	0.78	3.91	5.2	8.4	14.7

Choix des armatures :

Tableau VI. 4 :Sections des armatures longitudinales adoptées

Niveau	Section du poteau(cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
RDC	55×50	23.3	5HA25=24.54
1 ^{er} , 2 ^{eme}	50×45	22.48	8HA20=25.13
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	45×40	21.09	8HA20=25.13
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	40×35	17.3	12HA14=18.4
7 ^{eme} , 8 ^{eme}	35×30	14.7	8HA16=16.08

❖ Ferraillage transversale :

Soit à calculer les armatures transversales du poteau du RDC de section (50 x 55) cm²

$$A_{adoptée} = 5 \text{ HA } 25 = 24.54$$

- Calcul de la section de ferraillage transversale A_t :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$l_f = 0.7 l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.142}{0.5} = 4.28 \\ \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.142}{0.55} = 3.89 \end{array} \right.$$

D'après les recommandations du RPA l'espacement t est pris égale à :

$$t \leq \min (10 ; 15\text{cm}) = \min (10 \times 2.5 ; 15\text{cm})$$

$$t \leq \min (25 ; 15\text{cm})$$

⇒ On adoptera alors **t=10 cm** en zone nodale

$$t < 15\phi_l = 15 \times 2.5 = 37.5\text{cm}$$

⇒ On adoptera alors **t= 15 cm** en zone courante.

D'où :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h t \times f_e} \Rightarrow \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h t \times f_e} \times t = \frac{2.5 \times 181.23}{550 \times 400} \times 37.5 = 6.17 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la section de ferraillage transversale minimale A_{tmin}

$$\text{Si : } \lambda_g \geq 5 : = 0.3\% (t \times b_1)$$

$$\text{Si : } \lambda_g \leq 3 : = 0.8\% (t \times b_1)$$

Si : $3 < \lambda_g < 5$: interpolation entre les valeurs limites précédentes.

D'après l'interpolation on a :

$$\lambda_g = 3.89 < 5 : A_{tmin} = 0.8\% (t \times b_1)$$

$$A_{tmin} = 15 \text{ cm}^2$$

Tableau VI. 5 :Sections des armatures transversales

Niveau	RDC	1 ^{er} +2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et4 ^{ème} éta ge	5 ^{ème} et6 ^{ème} éta ge	7 ^{ème} et8 ^{ème} étage
Section (cm ²)	55×50	50×45	45×40	40×35	35×30
$\Phi_{min}(cm)$	2.5	2	2	1.4	1.6
$l_f(cm)$	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
Δg	3.89	4.28	4.76	5.35	6.12
$V_u(KN)$	181.23	103.76	112.6	107.5	106.55
$l_r(cm)$	50	45	40	35	30
$t_{zonenodale}$ (cm)	15	15	15	14	15
$t_{zonecourante}$ (cm)	37.5	30	30	21	24
P	3.75	3.75	3.75	2,5	2,5
At(mm²)	617.8	272.3	375.3	403.1	399.5
A_{adopt}	8T10=6.2 8cm ²	6T8=3.02 cm ²	6T10=4.71 cm ²	6T10=4.71 cm ²	6T10=4.71 cm ²

D'après le Code de Béton Armé (**CBA93. Article A7.1.3**), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_{tmax}}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \quad \dots\dots\dots cv$$

❖ **Vérifications nécessaires :**

a) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de $l_0 = 3.06$ m et un effort normal égal à $N = 1914.28$ KN. On doit vérifier :

$$N_u \leq N = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93 (Article B.8.4.1)}$$

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

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

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{l_f}{b}$$

$$L_f = 0.7l_0 \Rightarrow L_f = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{L_f}{b} = \sqrt{12} \frac{214.2}{55} = 13.49 \text{ cm}$$

$$\lambda = 13.49 \text{ cm} < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{13.49}{35} \right)^2} = 0.82$$

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

$$B_r = (h-2)(b-2) = 0.2544 \text{ m}^2$$

$$\gamma_b = 1.5 ; \gamma_s = 1.15$$

$$A = 24.54 \text{ cm}^2$$

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.82 \left[\frac{0.2544 \times 10 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 24.54 \times \frac{400}{1.15} \right] = 4563.3 \text{ KN}$$

$$N_u = 1914.28 \text{ KN} < \bar{N}_u = 4563.3 \text{ KN}$$

Donc pas de risque de flambement.

Section	Nu(KN)	As(cm ²)	Br(m ²)	λ	α	Nu	Observation
50×45	1416.44	22.48	0.2064	16.49	0.81	3761.57	Condition vérifié
45×40	974.26	21.09	0.1634	18.55	0.89	3372.25	Condition vérifié
40×35	104.47	18.40	0.1254	21.20	0.79	2340.4	Condition vérifié
35×30	305.98	16.08	0.0924	24.73	0.77	1748.43	Condition vérifié

b) Vérification des contraintes de 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 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \tau_u = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g < 5 \\ 0.04 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 6: Vérification des contraintes de cisaillement.

Niveau	Section (cm ²)	lf (m)	Δg	ρd	d(cm)	Vu(KN)	τ (MPa)	r_{adm} (MPa)	observe action
RDC	55×50	2.14	3.89	0,075	52.00	181.2	0.7	1.87	vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{eme}	50×45	2.14	4.28	0.075	47.00	3.76	0.44	1.87	vérifiée
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	45×40	2.14	4.76	0.075	43.00	112.6	0.65	1.87	vérifiée
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	40×35	2.14	5.35	0.04	37.00	7.5	0.73	1.00	vérifiée
7 ^{eme} , 8 ^{eme}	35×30	2.14	6.12	0.04	32.00	106.6	0.95	1.00	vérifiée

On déduit que la condition exigée par le **RPA99/2003** sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

➤ **Dispositions constructives :**

- ❖ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
- ❖ Longueur des crochets :

On prend : 4 HA 25

- ❖ Longueur de recouvrement : Selon le **RPA99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement dans la zone II a est de $40\varnothing$.

On prend : 4 HA 25

❖ **Schémas de ferrailage:**

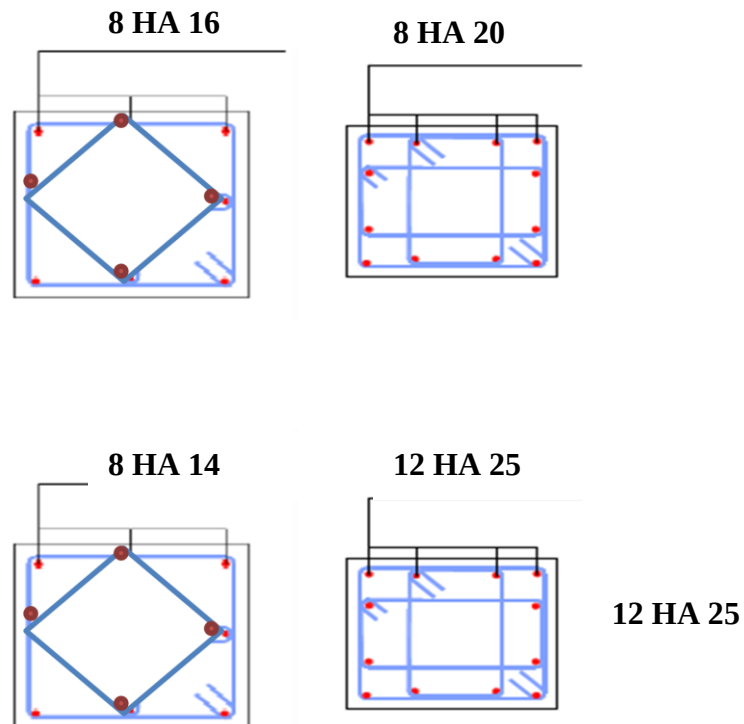


Figure VI. 2 : Schéma de ferrailage des poteaux

VI.2. Étude des poutres :**- Rôle des poutres en béton armé :**

Le rôle des poutres en BA est transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

- Les combinaisons d'action :

On fait le calcul pour les combinaisons suivantes:

➤ Selon B.A.E.L91[2] :(Combinaison fondamentale)

- ELU $1,35G + 1,5 Q$
- ELS..... $G + Q$

➤ Selon RPA99[1] :(situation accidentelle)

- $G+Q \pm E$
- $0,8G \pm E$ avec E :charge due à la force sismique.

✓ La combinaison $(1.35G+1.5Q)$ nous permet de déterminer le moment maximum entravée.

✓ La combinaison $(G+Q \pm E)$ donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettre de déterminer le ferraillage supérieur au niveau des appuis.

✓ La combinaison $(0.8G \pm E)$ nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas ou $M > 0$ de déterminer le ferraillage inférieur au niveau des appuis.

1. Ferraillage des poutres:

Pour le ferraillage des poutres on doit respecter les recommandations données par les CBA et RPA99.

- **Ferraillage longitudinal : RPA 99/2003 (Article 7.5.2.1) [4]**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone II_a.

Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section entravée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- **Les armatures transversales : RPA 99/2003 (article 7.5.2.2) [4]**

- ✓ La quantité d'armature transversale minimale est donnée par : $\rho_t = 0.003 \times S_t \times b$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

- ✓ La valeur du diamètre des armatures ϕ_1 longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus d'un nud d'appui

Ou de l'encastrement.

- **Calcul de ferraillage :**

- ❖ **Ferraillage des poutres principales :**

Tableau VI. 7: 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
30×55	105.08	-182.33	109.79	-132.37	105.97	-173.64	105.53	-73.28

✓ **Ferraillage en travée :**

$$M_t^{max}=105.08 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bu}$$

$$f_{bu}=14.16 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 55 = 49.5 \text{ cm.}$$

$$U = 105.08 \times 10^6 / 300 \times (495)^2 \times 14.16 = 0.144$$

$$u = 0.144 \leq \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.196$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 456.19 \text{ mm}$$

-Section des armatures :

$$A_s = 105.08 \times 10^6 / 348 \times 456.19 = 9.45 \text{ cm}^2 \text{ on prends } A_s = 6\text{HA}12 + 6\text{HA}10 = 11.5 \text{ cm}^2$$

La section d'acier minimale :• **Selon BAEL91 mod 99 [1]**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 30 \times 49.5 \times (2.1 / 400) = 1.79 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_{calcul}) = \max(1.79; 9.45) = 9.45 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 9.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min}$$

✓ **Ferraillage sur appuis :**

$$M_{max} = 182.33 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bu}$$

$$\mu = 182.33 \times 10^6 / 300 (495)^2 \times 14.17 = 0.175$$

$$\mu = 0.175 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.242$$

$$Z=d(1-0,4\alpha)=447.08 \text{ mm.}$$

-Section des armatures:

$$A_s = 182.33 \times 10^6 / 348 \times 447.08 = 11.71 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } 4\text{HA}20=12.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 30 \times 49.5 \times 2.1 / 400 = 1.79 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_{calcul}) = \max(1.79; 11.71) = 11.71 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 11.71 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min} \quad \text{CV}$$

Tableau VI. 8: Ferraillage des poutres principales.

Position	M_u (kn.m)	μ	α	Z (mm)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	150.08	0.144	0,196	456.19	9.45	1,79	6HA12+6HA10=11.5 cm ²
Appuis	182.33	0.175	0,242	447.08	11.71	1,79	4HA20=12.57cm ²

➤ **Vérification du ferraillage des poutres principales:**

- Section minimale : RPA99(article 7.5.2.1)

$$b=30\text{cm} \quad ; \quad h=55 \text{ cm}$$

$$A_{min}=0.5\%(b \times h)=0.005(30 \times 55)=8.25 \text{ cm}^2$$

- Section maximale : RPA 99 (article 7.5.2.1) :

$$4\%b \times d \text{ en zone courante } (A_{smax} = 0,04 \times 30 \times 49.5 = 59.4$$

$$\text{cm}^2). 6\%b \times d \text{ en zone de recouvrement } (A_{smax} = 0,06 \times 30 \times 49.5 = 89.1 \text{ cm}^2).$$

➤ **Vérification à L'ELU :**

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right]$$

$$= \min \left[0,2 \times 25 / 1,5; 5 \text{ MPa} \right] = \min \{ 3,33; 5 \} = 3,33 \text{ MPa}$$

Soit la poutre la plus sollicitée :

$$V_{umax} = 96.09 \text{ KN}$$

$$\text{Avec: } b = 30 \text{ cm}, h = 55 \text{ cm}$$

$$T = 0.89 \text{ MPa}$$

Calcul la section d'armature :

$$\emptyset_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \emptyset_{lmin})$$

$$\emptyset_t = (1.57 ; 3 ; 1.2) = 1.2 \text{ cm on prend } A_t = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Selon RPA99:

$$S_t \leq \min (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3})$$

$$S_{t1} \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_{t1} = 40 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq A_t f_e / 0.4 b \rightarrow S_{t2} = 67 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq 0.9 A_t f_e / b \gamma (\tau - 0.3 f_{t28}) \rightarrow S_{t3} = 80.66 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (40 ; 67 ; 80.66)$$

$$S_t = 40 \text{ cm}$$

En zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12 \emptyset_t) = \min (55/4 ; 12 \times 1.2) = \min (13.75 ; 14.4)$$

$$S_t = 13.75 \text{ cm}$$

En zone courante:

$$S_t \leq h/2 = 55/2 = 27.5 \text{ cm}$$

Donc

on adopte:

$$S_t = 13.75 \text{ cm En zone nodale} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$S_t = 27.5 \text{ cm En zone courante.} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le**

RPA91 :

$$A_{tmin} \leq A_t$$

$$A_{tmin}=0,003 \times S_t \times b = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin}=1,8 \text{ cm}^2 \leq A_t=2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

- **La longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales:**

D'après le RPA 99 V2003 la longueur minimale de recouvrement dans la zone II_a est de $40\varnothing$.

$$L_r = 40 \times \varnothing_1 = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

On adopte : $L_r = 50 \text{ cm}$

$$L_r = 40 \times \varnothing_1 = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

On adopte : $L_r = 60 \text{ cm}$

➤ **Vérification à L'ELS:**

➤ **Vérification de l'état limite de compression du béton:**

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

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot Y / I$$

$$\bar{\sigma}_c = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

En travée:

$$M_t = 43,67 \text{ KN.m}$$

- Position de l'axe neutre:

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

$$A_s = 11,5 \text{ cm}^2$$

$$\eta = 15; \quad A' = 0$$

$$-\frac{1}{2} \times 30 \times Y^2 - 15 \times 11,5 (49,5 - y) = 0$$

$$Y = 18,79 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie:

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta A_{st} (d - y)^2 + \eta (d - y)^2 A_s'$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times 18,79^3 + 15 \times 11,5 (49,5 - 18,79)^2 = 229026,19 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times Y / I$$

$$\sigma_{bc} = 43.67 \times 10^6 \times 18.79 / 229026.19 = 9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_c = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Sur appuis:

$$M_a = 132.37 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(y-d')As' - \eta(d-y)A = 0$$

$$\eta = 15 ; \quad A' = 0 \quad \quad \quad A = 12.57 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{2}30 \times Y^2 - 15 \times 12.57(49.5 - y) = 0$$

$$Y = 19.43 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3}by^3 + n As (d-y)^2 - n A'(d-y)^2 = 243840.91 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 132.37 \times 10^6 \times 19.43 / 243840.91 = 10.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.53 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_c = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Vérification de la flèche :

$$h/L \geq M_t / 10M_o \rightarrow 550 / 3060 = 0.179 \geq 0.085 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A/bod \leq 4.2 / f_e \rightarrow 11.5 / 300 \times 495 = 0.00007 \leq 0.010 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h/L \geq 1/16 \rightarrow 550 / 3060 = 0.179 \geq 0.062 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Poutre secondaire :

Tableau VI. 9: 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	22.80	-22.99	16.69	-16.82	18.38	-15.11	10.17	-13.66

$$d = 0.9h = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

Tableau VI. 10: Ferraillage des poutres secondaire.

	Mu	u	A	Z(mm)	As(cm ²)	Aadopté(cm ²)
Travée	22.80	0.0414	0.053	352.36	1.85	2HA12=2.26
Appuis	22.99	0.0417	0.053	352.36	1.85	2HA12=2.16

La section d'acier minimale:

- Selon BAEL91 mod99[1] :

$$A_{min} = 0.23 b d F_{t28}/f_e = 0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1 / 400 = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = \max (A_{min} ; A_{calcul}) = \max (1.3 ; 1.85) = 1.85 \text{ cm}^2$$

- **Vérification du ferraillage des poutres secondaire:**
- **Section minimale :RPA99(article7.5.2.1)**

$$b=30\text{cm} \quad ; \quad h=40 \text{ cm}$$

$$A_{min}=0.5\%(b \times h)=0.005(30 \times 40)=6 \text{ cm}^2$$

- **Section maximale: RPA 99(article7.5.2.1) :**

$$4\%b \times d \text{ en zone courante } (A_{smax}= 0,04 \times 30 \times 36=43.2 \text{ cm}^2).$$

$$6\%b \times d \text{ en zone de recouvrement } (A_{smax}=0,06 \times 30 \times 36=64.8 \text{ cm}^2).$$

- **Vérification à L'ELU:**

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

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

Fissuration non préjudiciable :

$$\tau_{\bar{u}} \min [0,2 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}]$$

$$\gamma_b$$

$$\tau_{\bar{u}} \min [0,2 \times 25 / 1.5; 5 \text{ MPa}] = \min \{3,33; 5\} = 3,33 \text{ MPa}$$

Soit la poutre la plus sollicitée :

$$V_{umax}=129.06 \text{ KN}$$

$$\text{Avec: } b=30\text{cm} \quad , h=40\text{cm}$$

$$T = 1.55 \text{ MPa}$$

Calcul la section d'armature :

$$\emptyset_t \leq \min (h/35; b/10; \emptyset_t)$$

$$\emptyset_t = (1.57; 3 ; 1.2) = 1.2 \text{ cm on prend } A_t = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Selon RPA99:

$$S_t \leq \min (S_{t1}; S_{t2} ; S_{t3})$$

$$S_{t1} \leq \min (0.9 d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_{t1} = 32.4 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq A_t f_e / 0.4 b \rightarrow S_{t2} = 67 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq 0.9 A_t f_e / b \gamma (\tau - 0.3 f_{t28}) \rightarrow S_{t3} = 40.33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (32.4 ; 67 ; 40.33)$$

$$S_t = 32.4 \text{ cm}$$

En zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\emptyset_t) = \min (40/4 ; 12 \times 1.14) = \min(10 ; 13.68)$$

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

En zone courante:

$$S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm En zone nodale} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm En zone courante.} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA91 :**

$$A_{tmin} \leq A_t$$

$$A_{tmin} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin} = 1.35 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

- **La longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales:**

D'après le RPA99 V2003 la longueur minimale de recouvrement dans la zone II_a est de 40∅.

$$L_r = 40 \times \emptyset_1 = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

On adopte : $L_r = 50\text{cm}$

- Vérification à L'ELS:
- Vérification de l'état limite de compression du béton

Tableau IV. 14 : Ferraillage des poutres secondaire.

	Ms(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	observation
Travée	16.69	7.96	31697.17	4.19	15	CV
Appuis	16.82	7.96	31697.17	4.22	15	CV

Vérification de la flèche :

$$h/L \geq M_t / 10M_o \rightarrow 400 / 3060 = 0.13 \geq 0.085 \dots\dots\dots\text{CV}$$

$$A/bod \leq 4.2 / f_e \rightarrow 2.26 / 300 \times 360 = 0.00002 \leq 0.010 \dots\dots\dots\text{CV}$$

$$h/L \geq 1/16 \rightarrow 400 / 3060 = 0.13 \geq 0.062 \dots\dots\dots\text{CV}$$

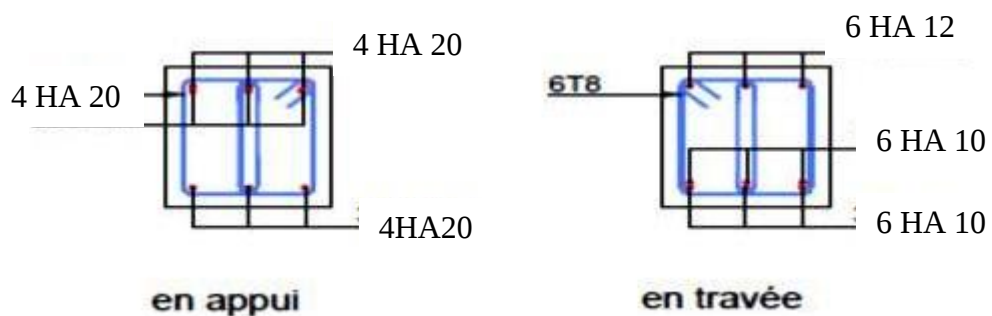


Figure VI.3 : Schéma ferraillage des poutres principales

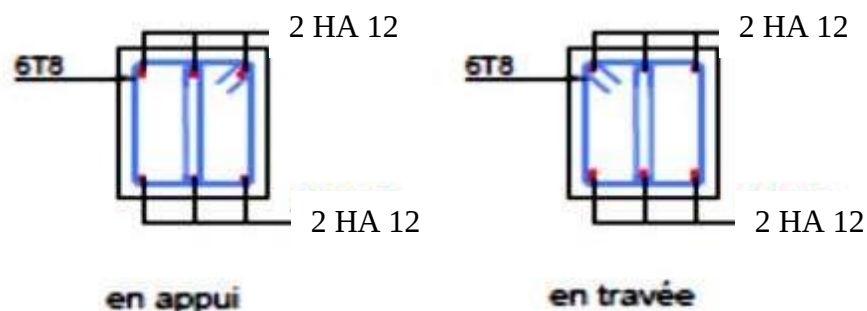


Figure VI. 3: Schéma ferraillage des poutres secondaire.

VI.3. Calcul des voiles:

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone dans un

bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile la sollicitation se répartit les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol. Le mode de fonctionnement d'une structure comportant des voiles de contreventement dépend donc fortement du comportement de chaque élément individuel. Le comportement d'un élément de voile est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles, de l'importance des charges verticales et de la forme de sa section, De ce point de vue, il est généralement reconnu que la modélisation du comportement des voiles est bien plus complexe que celle des éléments linéaires (poutres et poteaux).

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- Voiles élancés avec : $(\frac{h}{l} > 1.5)$
- Voiles courts avec : $(\frac{h}{l} < 1.5)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus, on doit respecter les modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter Suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- ✓ $1.35 G + 1.5Q$
- ✓ $G + Q + E$
- ✓ $0.8 G + E$

➤ **Armatures verticales : R.P.A 99 (A7.7.4.1):**

Le ferraillage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

- $M^{max} \rightarrow N^{corr}$
- $N^{max} \rightarrow M^{corr}$
- $N^{min} \rightarrow M^{corr}$

VI.3.1. Recommandations du RPA99/2003:**❖ Armatures verticales :**

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit:

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20%
- La section du béton, $A_{min}=0.20\% \times I_t \times e$. Avec :

I_t : Longueur de la zone tendue

e : épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

❖ Armatures Horizontal :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales. Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

❖ Armatures Transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres /m²

❖ Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3] :

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%

L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est :

$$S_t \leq \min(1,5e; 30cm)$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre Carré. Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile. Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts

Est possible.

- 20Φ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les Combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de Couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{Vj} = 11\bar{V}/f_e \text{ avec : } V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement

➤ $e=15\text{cm}$

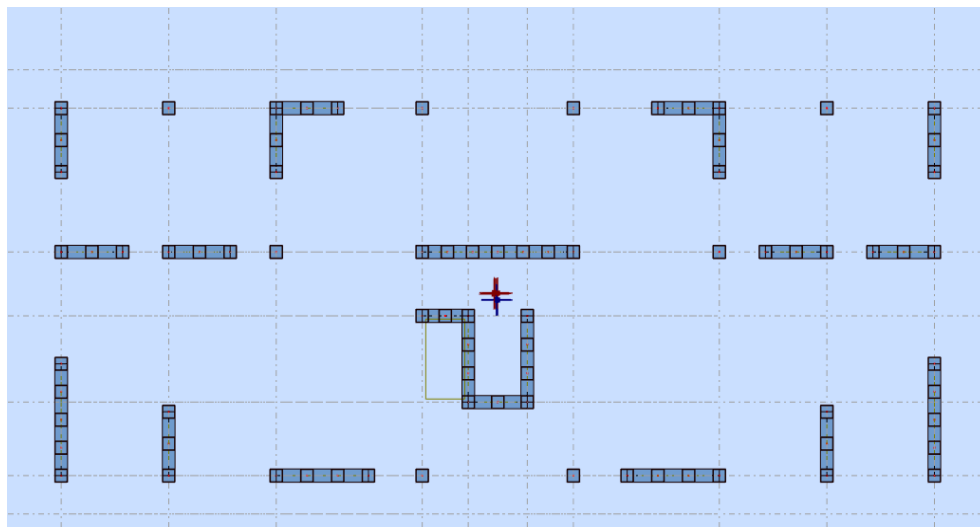


Figure VI. 4: schéma de la troisième disposition des voiles. Source : Auteurs

VI.3.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel **ROBOT**, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

➤ $e = 15\text{cm}$

		G+Q±E		ELU		0.8G±E		
		$M^{\max}_{et}N^{\text{corres}}$		$N^{\max}_{et}M^{\text{corres}}$		$N^{\min}_{et}M^{\text{corres}}$		
Voiles		$M^{\max}$	N^{corres}	$N^{\max}$	M^{corres}	$N^{\min}$	M^{corres}	Vmax
Rdc+1 ^{er} +2 ^{eme} etage								
Vx1	2.2m	436.04	934.65	893.39	35.95	166.69	419.89	115.32
Vx2	1.5m	210.54	854.39	1065.89	6.35	158.03	175.59	78.66
Vx3	2.7m	704.28	1379.53	1003.23	11.17	−93.03	691.62	197.73
Vx4	3.17m	896.08	1223.34	1858.93	14.96	618.53	29.35	206.71
Vy1	4m	1218.65	515.21	1231.64	176.28	−51.96	59.91	304.65
Vy2	2m	441.10	1754.67	877.57	58.02	42.05	169.28	180.3

		G+Q±E		ELU		0.8G±E		
		$M^{\max}$ et N^{corres}		$N^{\max}$ et M^{corres}		$N^{\min}$ et M^{corres}		
Voiles		$M^{\max}$	N^{corres}	$N^{\max}$	M^{corres}	$N^{\min}$	M^{corres}	Vmax
3 ^{eme} +4 ^{eme} +5 ^{eme} etage								
Vx1	2.2m	197.94	576.07	678.13	14.71	116.67	32.91	103.29
Vx2	1.5m	95.13	731.43	845.42	41.77	194.95	5.95	45.50
Vx3	2.7m	333.62	646.40	721.42	37.7	-3.63	5.74	194.03
Vx4	3.17m	437.92	1011.02	1556.50	16.22	468.97	62.64	129.04
Vy1	4m	722.55	939.04	946.58	139.59	4.41	34.85	276.30
Vy2	2m	159.17	665.59	583.88	4.87	0.72	129.62	120.54

		G+Q±E		ELU		0.8G±E		
		$M^{\max}$ et N^{corres}		$N^{\max}$ et M^{corre}		$N^{\min}$ et M^{corres}		
Voiles		$M^{\max}$	N^{corres}	$N^{\max}$	M^{corre}	$N^{\min}$	M^{corres}	Vmax
6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme} etage								
Vx1	2.2m	91.25	346.87	405.42	9.92	21.07	9.21	79.27
Vx2	1.5m	57.96	413.40	501.61	37.59	70.44	5.85	54.39
Vx3	2.7m	137.26	407.21	384.14	46.62	34.34	43.22	149.59
Vx4	3.17m	156.16	257.49	962.04	21.06	176.20	146.34	73.73
Vy1	4m	218.52	455.50	508.94	80.31	59.09	46.23	170.91
Vy2	2m	56.73	359.09	341.11	19.73	3.63	31.96	74.49

VI.3.3. Ferrailages des voiles :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC dont les sollicitations sont les suivantes :

$$N_{\max} = 893.39 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corre}} = 35.95 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = 166.69 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corre}} = 419.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 436.04 \text{ KN} \rightarrow N_{\text{corre}} = 934.65 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des armatures verticales :

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times I$)

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 2.20 \text{ m} ; d = 2.15 ; e = 0.15 \text{ m.}$$

Cas1 :

$$N_{\max} = 893.39 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corré}} = 35.95 \text{ KN.m}$$

La section est entièrement comprimée

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{35.95}{893.39} = 0.0402 \text{ m}$$

$$e_G = 4.02 \text{ cm} \leq \frac{L}{2} = \frac{220}{2} = 110 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{2.2}{2} = 1.1 \text{ m}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.2 \times 2.2^3}{12} = 0.17 \text{ cm}^4$$

$$B = L \times e = 2.20 \times 0.2 = 0.44 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{\max} = \frac{893.39}{0.44} + \frac{35.95}{0.17} \times 1.1 = 2.26 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{893.39}{0.44} - \frac{35.95}{0.17} \times 1.1 = 1.80 \text{ MPA}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 2.26 \text{ MPA} > 0 \\ \sigma_{\min} = 1.80 \text{ MPA} > 0 \end{cases} \text{ La section est entièrement comprimée}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{35.95}{893.39} = 4.02 \text{ cm}$$

$$e_a = \text{Max} \left(2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right) = \text{Max} \left(2 \text{ cm} ; \frac{220}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 6.02 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \varphi)$$

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} \Rightarrow \alpha = \frac{21.55}{21.55 + 4.57} = 0.82$$

$$\varphi = 2 \text{ cas générale}$$

$$e_2 = \frac{3(2.856)^2}{10^4 h_0} (2 + 2 \times 0.82) = 0.12 \text{ m}$$

$$e = e_2 + e_0 + e_a \Rightarrow e = 6.14 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \times e = 893.38 \times 4.14 \times 10^{-2} = 36.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 36.98 + 893.39 \times \left(2.15 - \frac{2.20}{2} \right) = 975.039 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = M_t / b d^2 f_{bu} = 975.039 \times 10^6 / 200 \times (2150)^2 \times 14.16 = 0.074$$

$$\mu_{bu} = 0.074 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.392 \rightarrow 0$$

$$\alpha_{bu} = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha_{bu} = 0.096$$

$$Z = d(1 - 0.4) = 2067.44 \text{ mm}$$

$$A_1 = M_t / Z \sigma_{bc} = 1355.22 \text{ mm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{Nu}{f_{su}} = 1355.22 - \frac{975.039 \times 10}{348} = -1446.62 \text{ cm}^2$$

$A = 0 \text{ cm}^2$: Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira

❖ Calcul des armatures minimales dans tout le voile :

-Calcul de la section minimale :

$$A_{min} = 0.15\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 6.6 \text{ cm}^2$$

-Armatures minimale dans la zone tendue donnée par le RPA est :

$$A_{min} = 0.2\% \times I_t \times e$$

$$A_{min} =$$

$$I_t = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V$$

Armatures minimale dans la zone comprimée :

$$A_{min} = 0.1\% \times I_c \times b$$

$$I_c = L - 2 \times I_t$$

❖ Calcul des armatures horizontales :

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 115.32 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times s_t}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 115.32 \times 10}{200 \times 2150} = 0.37$$

Espacement des barres horizontales :

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{En pend : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times s_t}{0.8 \times f_e} = 0.46 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :**Armatures verticales :**

En zone comprimé : $A = 0 \text{ cm}^2$ Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira.

Donc : on va ferrailler A_{min} ($A_{min} = 6.6 \text{ cm}^2$)

$$A = 7 \text{ HA12} = 7.92 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures horizontales :

$$A_h = 6 \text{ HA10} = 4.71 \text{ cm}^2$$

RDC et 1^{ère} et 2^{ème} étage

Voile	V_{X1}	V_{X2}	V_{X3}	V_{X4}	V_{y1}	V_{y2}
Section (Le) cm^2	$2,20 \times 0,2$ $= 0,44$	$1,5 \times 0,2$ $= 0,3$	$2,7 \times 0,2$ $= 0,54$	$3,17 \times 0,2$ $= 0,634$	$4 \times 0,2 =$ $0,8$	$2 \times 0,2 =$ $0,4$
N(KN)	893,39	1065,89	1003,23	1858,93	1231.64	877.57
M(KN/ m)	35,95	6,35	11,17	14,96	176.28	58.02
V(KN)	115,32	78,66	197,73	206,71	304,65	180,30
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
$r(\text{MPa})$	0,37	0,38	0,52	0,46	0,54	0,64
$\bar{f}(\text{MPa})$	5	5	5	5	5	5
$L_{tendue}(\text{m})$	0	0	0	0	0	0
$A_{cal}(\text{cm}^2)$	0	0	0	0	0	0
$A_{mi}(\text{cm}^2)$	6,6	4,5	8,1	9,51	12	6
N bare/face	7HA12= 7,92	5HA12= 5,65	8HA12= 9,05	9HA12=1 0,18	12HA12= 13,57	7HAA12= =7,92
$S(\text{cm})$	20	20	20	20	20	20
$A_{hca}(\text{cm}^2)$	4,6	4,7	6,5	5,7	6,7	8,01
$A_{hadop}(\text{cm}^2)$	4,71	4,71	7,07	6,28	7,07	8,64
N bare/face	6HA10= 4,71	6HA10= 4,71	9HA10= 7,07	8HA10=6 ,28	9HA10=7, 07	11HA10 =8,64
$S(\text{cm})$	20	20	20	20	20	20

3^{ème} et 4^{ème} et 5^{ème} étage

Voile	V_{x1}	V_{x2}	V_{x3}	V_{x4}	V_{y1}	V_{y2}
Section($L \times e$)m^2	2,200,2 =0,44	1,5×0,2 =0,3	2,7×0,2 =0,54	3,17×0,2 =0,634	4×0,2= 0,8	20,2= 0,4
N(KN)	678.13	845.42	721.42	1556.50	946.58	583.88
M(KN/m)	14.71	41.77	37.7	16.22	139.59	4.87
V(KN)	103.29	45.50	194.03	129.04	276.30	120.54
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
r(MPa)	0,34	0,22	0,39	0,29	0,49	0,43
$\bar{f}$(MPa)	5	5	5	5	5	5
L_{tendue}(m)	0	0	0	0	0	0
A_{cal}(cm^2)	0	0	0	0	0	0
A_{mi}(cm^2)	6,6	4,5	8,1	9,51	12	6
N bare/face	7HA12= 7,92	5HA12= 5,65	8HA12= 9,05	9HA12=1 0,18	12HA12=1 3,57	7HA12 =7,92
S(cm)	20	20	20	20	20	20
A_{hca}(cm^2)	4,2	2,7	4,9	3,6	6,1	5,4
A_{hadop}(cm^2)	4,71	3,14	5,50	3,93	6,28	5,50
N bare/face	6HA10= 4,71	4HA10= 3,14	7HA10= 5,50	5HA10=3 ,93	8HA10=6, 28	7HA10 =5,50
S(cm)	20	20	20	20	20	20

6^{eme} et 7^{eme} et 8^{eme} étage

Voile	V_{x1}	V_{x2}	V_{x3}	V_{x4}	V_{y1}	V_{y2}
Section ($L \times e$)cm^2	2,20× 0,2 =0,44	1,5×0,2 =0,3	2,7×0,2 =0,54	3,17× 0,2 =0,634	4×0,2= 0,8	2× 0,2= 0,4
N(KN)	405.42	501.61	384.14	962.04	508.94	341.11
M(KN/m)	9.92	37.59	46.62	21.06	80.31	19.73
V(KN)	79.27	54.39	149.59	73.73	170.91	74.49
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
r(MPa)	0,26	0,26	0,39	0,16	0,30	0,27
$\bar{f}$(MPa)	5	5	5	5	5	5

L_{tendue}(m)	0	0	0	0	0	0
-----------------------------------	---	---	---	---	---	---

$A_{cal}(cm^2)$	0	0	0	0	0	0
$A_{mi}(cm^2)$	6,6	4,5	8,1	9,51	12	6
N bare/face	7HA12= 7,92	5HA12= 5,65	8HA12= 9,05	9HA12= 10,18	12HA12= 13,57	7HA12 =7,92
S(cm)	20	20	20	20	20	20
$A_{hca}(cm^2)$	3,2	3,2	4,9	2,03	3,7	3,3
$A_{hadop}(cm^2)$	3,93	3,93	5,50	3,93	3,93	3,93
N bare/face	5HA10= 3,93	5HA10= 3,93	7HA10= 5,50	5HA10= 3,93	5HA10= 3,93	5HA10 =3,93
S(cm)	20	20	20	20	20	20

➤ **Schéma de ferraillage:**

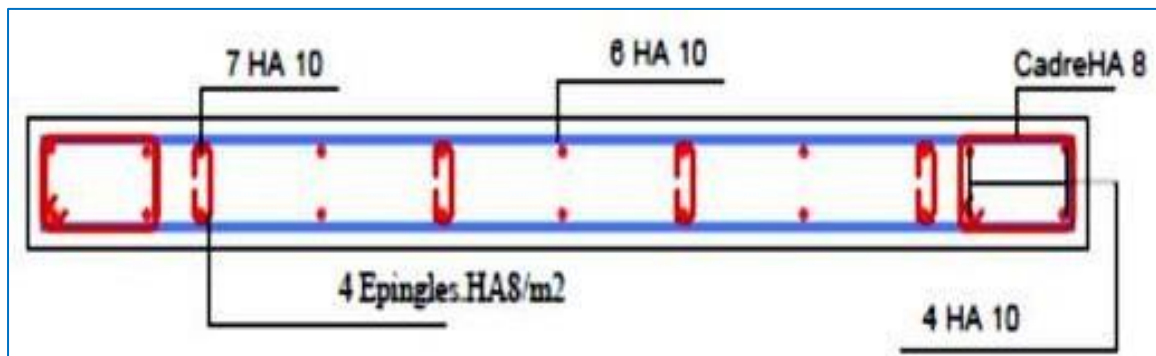


Figure VI. 5: Schéma ferraillage des voiles $e=15$ cm

VI.4. 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 ferraillages des différents éléments principaux, Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments

CHAPITRE VII :

Étude de l'infrastructure

VII.1. Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service. De plus, des considérations d'ordre économique, esthétique et d'impact sur l'environnement sont à respecter. L'ingénieur des structures est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et doit opérer des choix concernant le:

- Taux de travail sur le sol.
- Genre des structures (souple ,rigide).
- Type de fondations.

Le choix de la fondation doit satisfaire les –critères suivants:

- Stabilité de l'ouvrage(rigide).
- Facilité d'exécution(coffrage).
- Économie(ferraillage).

Etude du laboratoire du sol

- Le terrain est plat.
- La contrainte admissible recommandée est de:1.5 bar.
- le laboratoire conseillé de projeter les fondations dans sol à partir de 1.5m de profondeur

VII.2. Choix et type de fondations:

Pour le choix de type de semelle, nous supposons en premier lieu, que les semelles de notre projet sont des semelles isolées. Le dimensionnement du coffrage de ces semelles s'effectuera à l'état limite de service sous l'effort normal maximal dans les éléments les plus chargés statiquement.

a)La surface des semelles calculera comme suit:

$$\text{Semelle isolée sous poteau} \quad (A \times B) \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\text{Semelle continue sous voile} \quad (A \times L) \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

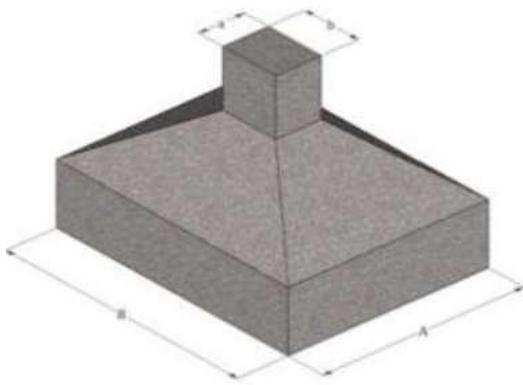


Figure VII. 1: Semelle isolée.

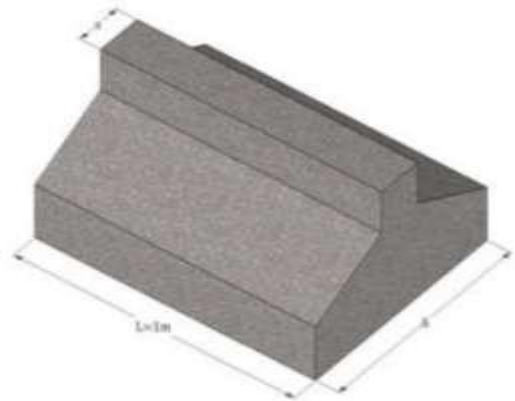


Figure VII. 2 : Semelle filante

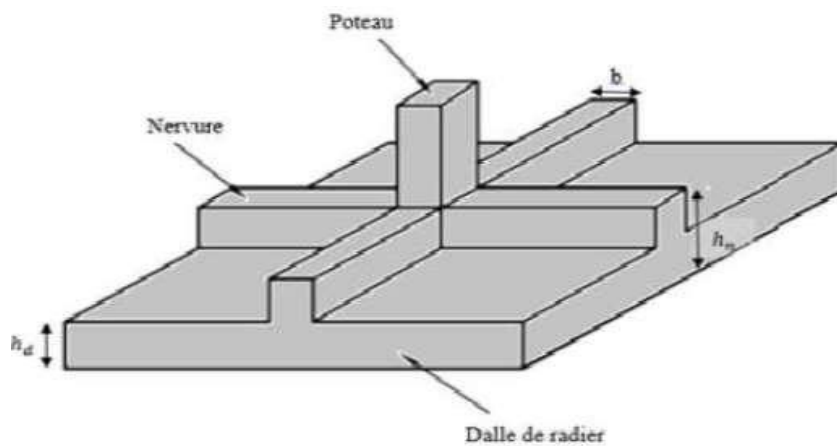


Figure VII. 3 : Dimensions du radier générale.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 1.5 bar, il y a lieu de projeter a priori, des fondations superficielles de type:

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{si } \Rightarrow \frac{st_{\text{des fondation}}}{st_{\text{tot de projet}}} \leq 50\% \Rightarrow \text{semelles (isolees, filantes)} \\ \text{si } \Rightarrow \frac{st_{\text{des fondation}}}{st_{\text{tot de projet}}} \geq 50\% \Rightarrow \text{radier général} \end{array} \right.$$

Sachant que:

Sachant que:

$$St_{\text{tot}} = \sum N_{\text{ser}} / \sigma_{\text{sol}}$$

On a $N_{\text{ser}} = 41607.70 \text{ KN}$

$$S_{\text{tot}} = 277.38 \text{ m}^2$$

La somme des surfaces des semelles sous différents éléments 277.38 m²

b) Surface de la structure:

$$S_{\text{tot}}^{\text{BLOC}} = 457.7 \text{ m}^2$$

$$\frac{\Sigma \text{Surface des semelles}}{\text{Surface total du bloc}} \times 100 = 277.38 / 457.7 \times 100 = 60.603 \% > 50\%$$

On remarque que la somme des surfaces des semelles est supérieure à la moitié de la surface totale.

Donc, On a opté un radier général nervuré.

Radier général:

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont:

- L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité d'exécution.
- Lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.
- Lorsque la capacité portante du sol est faible: le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction

Pré dimensionnement du radier:

a) La hauteur du radier

- Selon la condition d'épaisseur minimale:

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm.

- Selon les conditions forfaitaires:

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$L_{max} = \frac{492}{8} \leq h_r \leq \frac{492}{5} \Rightarrow 61.5 \leq h \leq 98.4 \quad ; \text{on adopte } h_r = 90 \text{ cm}$$

- Selon la condition de rigidité:

Pour que le radier soit considéré comme étant rigide il faut que:

$$L_e = (4EI / Kb)^{1/4} = 18.23 \geq 2/\pi L_{max} = 3.13$$

AVEC :

L_e : Longueur élastique.

E:Module d'élasticité du béton est pris égal en moyenne à $n E = 200000 \text{ mpa}$

b:Largeur de la bande de 1m du radier.

I:Inertie d'une section en T

K:Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. Pour un sol moyen

$$(K=40000 \text{ KN/m}^3)$$

On prend: $h_r = 1 \text{ m}$.

b) Epaisseur de la dalle:

La hauteur de la dalle du radier doit satisfaire les 2 conditions suivantes :

$$h_d = L_{max} / 20$$

$$\Rightarrow h_d = 24.6 \text{ cm}$$

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

❖ Poutres de libage (Nervure):

- **Hauteur**

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la Poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq L_{\max} / 10 = 49.2 \text{ cm}$$

On adopte $\Rightarrow h_n = 1 \text{ m}$.

P: Périmètre du bâtiment

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_r = 90 \text{ cm}$ Hauteur total du radier.

$h_d = 25 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle.

$h_n = h_r = 1 \text{ m}$ Hauteur de poutre de libage.

$S_{\text{RAD}} = 457.7 \text{ m}^2$ Surface de Radier.

VII.3. La vérification:

a) Vérification de la stabilité au renversement:

Le radier est sollicité par les efforts normaux et les moments fléchissant d'où la vérification du radier est concentrée à la vérification des contraintes du sol sur le radier.

- Efforts normaux dues aux charges verticales.

- Efforts de renversement dû aux

séismes. D'où $M = M_0 + T_0 \times h$

M_0 : moment sismique à la base de la structure (moment de renversement).

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure

➤ Calcul du centre de gravité du radier par AutoCAD:

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 16.1 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 7.45 \text{ m}$$

➤ Calcul des moments d'inerties du radier par AutoCAD:

$$I_{xx} = 9601.4 \text{ m}^4 ; I_{yy} = 149941.5 \text{ m}^4$$

b) Vérification des contraintes

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement. Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

- (G + Q + E) Pour les contraintes maximales de compression.
- (0.8G + E) Pour vérifier le non soulèvement des fondations

$$\sigma_{\max} = N / B + M / I * V$$

$$\sigma_{\min} = N / B - M / I * V'$$

ou V et V' sont Xg ou Xg

D'après (RPA99 révisées 2003/A.10.1.4.1):

$$\sigma_m = 3 \times \sigma_1 + \sigma_2 / 4 \leq 1.5 \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

Vérification de la contrainte maximale dans le sol (G+Q+E)

Calcul des contraintes :

Sens x-x :

$$M_{xx} = M_r + F_x \times h_n = 9780.26 + 2092.61 \times 1 = 11872.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = M_r + F_y \times h_n = 271585.2908 + 2092.61 \times 1 = 273677.9 \text{ KN.m}$$

$$N = 41568.82 \text{ KN}; \quad I_{xx} = 9601.40 \text{ m}^4; \quad I_{yy} = 149941.50 \text{ m}^4$$

$$X_G = 16.1 \text{ m} \quad Y_G = 7.45 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = N/S_{\text{rad}} + M/I_{xx} \times X_G + M/I_{yy} \times Y_G$$

$$= 41568.82/515 + 11872.87/9601.40 \times 16.1 + 273677.9/149941.50 \times 7.45 = 114.11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = N/S_{\text{rad}} - M/I_{xx} \times X_G - M/I_{yy} \times Y_G$$

$$= 41568.82/515 - 11872.87/9601.40 \times 16.1 - 273677.9/149941.50 \times 7.45 = 47 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 3 \times \sigma_1 + \sigma_2 / 4 \leq 1.5 \sigma_{\text{sol}} \rightarrow 97.33 \text{ KN/m}^2 \leq 225 \text{ KN/m}^2 \dots\dots \text{CV}$$

Sens y-y:

$$M_{xx} = M_r + F_y \times h_n = 9780.26 + 1748.09 \times 1 = 11528.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = M_r + F_x \times h_n = 271585.2908 + 1748.091 = 273333.38 \text{ KN.m}$$

$$N = 41568.82 \text{ KN}; \quad I_{xx} = 9601.40 \text{ m}^4; \quad I_{yy} = 149941.50 \text{ m}^4$$

$$X_G = 16.1 \text{ m} \quad Y_G = 7.45 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = N/S_{rad} + M/I_{xx} \times X_G + M/I_{yy} \times Y_G$$

$$= 41568.82/515.7 + 11528.35/9601.40 \times 16.1 + 273333.38/149941.50 \times 7.45 = 113.51 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = N/S_{rad} - M/I_{xx} \times X_G - M/I_{yy} \times Y_G$$

$$= 41568.82/515.7 - 681150.9/9601.40 \times 16.1 - 624030.81/149941.50 \times 7.45 = 47.69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 3 \times \sigma_1 + \sigma_2 / 4 \leq 1.5 \sigma_{sol} \rightarrow 125.43 \text{ KN/m}^2 \leq 225 \text{ KN/m}^2 \dots\dots CV$$

c) Vérification de la stabilité du radier(0.8G±E):

Selon (RPA99 révisées 2003/A.10.1.5) quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement , c.-à-d. qu'on doit vérifier la condition suivante:

$$e = M_{renv}/N \leq l/4$$

e: L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M: Moment dû au séisme à la base.

N: Charge verticale permanente.

$$N = 0.8G \pm E$$

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul :

Tableau VII. 1 : Vérification du renversement - non soulèvement.

Sens	Moment à la base	N	$e = \frac{M_{renv}}{N}$	$\frac{l}{4}$	$e = \frac{M_{renv}}{N} \leq \frac{l}{4}$
x-x	271585.29	81215.83	3.34	7.3	c.v
y-y	263180.35	81205.82	2.9	5.5	c.v

d) Vérification au poinçonnement:

Le radier doit être suffisamment épais pour résister aux contraintes de cisaillement dus au poinçonnement des poteaux sur la surface de la plaque: selon **CBA 93** (article A.5.2.4.2) On doit vérifier la condition suivante :

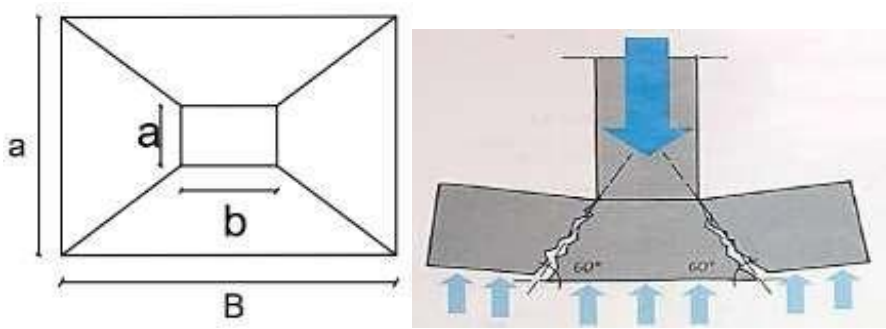


Figure VII. 4: Schéma du poinçonnement.

$$Nu \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Nu: L'effort normal sur le poteau.

h: épaisseur totale de la dalle

U: Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$A = a + h \rightarrow A = 0.5 + 1 = 1.5 \text{ cm}$$

$$B = b + h \rightarrow B = 0.55 + 1 = 1.55 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $U_c = 6.1 \text{ m}$

$$Nu = 1296.88 \text{ KN} \leq 0.045 \times 6100 \times 1000 \times 25 / 1.5 = 4575 \text{ KN} \dots \text{CV}$$

e) Vérification au cisaillement:

$$\tau_{\frac{Vu}{b \times d}} = Vu / b \times d \leq \tau = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$.

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.65 = 0.59 \text{ m}$$

$$Vu = Nu \times L_{\max} / 2 \times S_{\text{rad}} \times 1 = 4575 \times 5.45 / 2 \times 515.7 \times 1 = 24.17 \text{ KN}$$

$$\tau = 24174 / 1000 \times 545 = 0.44 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

Ferraillage du radier:

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par poteaux de l'ossature.

a) Ferraillage de la dalle du radier

Pour le ferraillage, afin de simplifier les calculs nous ferrailons le panneau le plus sollicité, et nous ferrailons le reste des panneaux.

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

ELU:

Panneau le plus sollicité:

$$M_{xx} = M_r + F_x \times h_n = 394733.48 + 2092.61 \times 1 = 396826.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = M_r + F_y \times h_n = 849808.71 + 2092.61 \times 1 = 851901.32 \text{ KN.m}$$

$$N_s = 41607.65 \text{ KN}$$

$$N_u = 57037.65 \text{ KN}$$

$$X_{\text{corG}} = -8.74 \text{ m}$$

$$Y_{\text{corG}} = -5.21 \text{ m}$$

$$= 57037.65 / 515.7 + (-396826.09 / 9601.40) \times (-8.74) + (-851901.32 / 149941.50) \times (-5.21) = 501.42 \text{ KN / m}^2$$

Pour une bande 1m

$$\sigma_{mu} = 501.42 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{ms} = 471.51 \text{ KN/m}$$

b) Calcul des sollicitations:

$$a = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.45}{4.05} = 1.34 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle est travaillée dans les deux sens (X \& Y).}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times q$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données en fonction du rapport α par un tableau suivant (**I° annexe E3** des règles **BAEL [3]**):

➤ ELU:

$$U_x = 0.0368 \quad \text{et} \quad U_y = 1$$

➤ ELS:

$$U_x = 0.0441 \quad \text{et} \quad U_y = 1$$

➤ ELU:

$$\text{panneaux plus sollicités} \begin{cases} M_{0x} = 0.0368 \times 5.45^2 \times 501.42 = 548.078 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 1 \times 548.078 = 548.078 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ ELS:

$$\text{Panneaux plus sollicités} \begin{cases} M_{0x} = 0.0441 \times 5.45^2 \times 471.51 = 617.62 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 1 \times 617.62 = 617.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Vérification de l'effort

tranchant : À l'ELU:

Suivant la direction(L_x):

$$V_{ux} = q_u \cdot L_x / 2 + 1 / 1 + \alpha^{-4} = 1367.13 \text{ KN}$$

Suivant la direction(L_y):

$$V_{uy} = q_u \cdot L_y / 3 = 676.917 \text{ KN}$$

À PELS :

Suivant la direction(L_x):

$$V_{sx} = q_s \cdot L_x / 2 + 1 / 1 + \alpha^{-4} = 1258.62 \text{ KN}$$

Suivant la direction (L_y) :

$$V_{sy} = q_s \cdot L_y / 3 = 636.53 \text{ KN}$$

Calcul des moments réels dans la dalle partiellement encastrée (pour le panneau plus sollicité).

ELU :

X-X

$$M_{tx} = 0.85 \times 548.078 = 465.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.5 \times 548.078 = 274.039 \text{ KN.m}$$

Y-Y

$$M_{ty} = 0.85 \times 548.078 = 465.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times 548.078 = 274.039 \text{ KN.m}$$

ELS :

X-X

$$M_{tx} = 0.85 \times 617.62 = 524.977 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.5 \times 617.62 = 308.81 \text{ KN.m}$$

Y-Y

$$M_{ty} = 0.85 \times 617.62 = 524.977 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times 617.62 = 308.81 \text{ KN.m}$$

d) Calcul de Ferrailage (pour le panneau plus sollicités):

On considère dans le calcul une tranche de (1m) de largeur.

$$b=100\text{cm}; h=65\text{cm}; d=60\text{cm}; d'=5\text{cm}; f_{c28}=25\text{Mpa}; f_{tj}=2.1\text{Mpa}, f_e=400\text{Mpa}$$

➤ **Ferrailage en travée(ELU):**

Sens(L_x et L_y):

• **Moment réduit:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{465.86 \times 10^{-3}}{1 \times 0.6^2 \times 14.2} = 0.091$$

$$\gamma = 465.86 / 524.977 = 0.887$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.12$$

$$\mu_{bu}=0.091 \leq \mu_{lu}=0,12 \Rightarrow A'=0$$

$$\alpha=1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})=1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.091})=0,119$$

$$Z_b=d(1-0,4\alpha) \Rightarrow Z_b=0,6 \times (1-0,4 \times 0,119) \Rightarrow Z_b=0,57m$$

Et comme: $\alpha=0.119 < 0.259$

L'ELU est atteint-en pivot A.

Donc: L'ELU est atteint en pivot A.

$$\{(\varepsilon_s=10)^\circ/\circ; (\varepsilon_{bc}<3.5)^\circ/\circ; \sigma_s=348\text{Mpa}$$

$$A_{sx} = A_{sy} = 465.86 \times 10^{-3} / 0.57 \times 348 = 23.48 \text{ cm}^2$$

e) Le ferrailage minimal:

❖ Condition de non fragilité:

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante:

$$A_{smin} = \max (0.23bdft_{28} / f_e ; bd/1000)$$

$$A_{smin} = \max (7.25 ; 2.7) = 7.25 \text{ cm}$$

Suivant le sens X et Y :

$$A_{sx}=A_{sy}=23.48\text{cm}^2 > A_{smin}=7.25\text{cm}^2$$

Tableau VII. 2 : Ferrailage de la dalle du radier pour les autres panneaux.

A_{sens}	Localisation	$A_{scalculé}[\text{cm}^2]$	$A_{smin}[\text{cm}^2]$	$A_{sadoptée}[\text{cm}^2]$	Description des barres
x- x	Travée	23.48	7.25	25.12	8HA20filant
	Appui	13.57	7.25	18.086	8HA12chapeau +8HA12filant
Y- Y	Travée	23.48	7.25	25.12	8HA20filant
	Appui	13.57	7.25	18.086	8HA12chape +8HA12filantau

f) L'espacement entre les barres

- **Sens X - X / Y - Y :**

On adopte $S_t=12.5\text{cm}$.

L'espacement des armatures principales sera de 12.5cm ce qui vérifie la condition suivante: La fissuration est très préjudiciable.

$$S_t = 12.5 \text{ cm} \leq \min(1.5h, 20) = \min(97.5; 20) \text{ cv}$$

Vérification des contraintes à L'ELS pour le panneau plus sollicités:

$$A_s = 25.12 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 0$$

$$d = 60 \text{ cm}$$

$$M_{ser} = 524.977 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- **Centre de gravité:**

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + d'A'_s) = 0 \Rightarrow A'_s = 0; \text{ Donc la solution est:}$$

$$y = 15(A_s + A'_s) / b (\sqrt{1 + [b(dA_s + d'A'_s) / 7.5(A_s + A'_s)]} - 1) = 17.82 \text{ cm}$$

- **Le moment d'inertie:**

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

$$I = \left(\frac{100 \cdot 17.82^3}{3}\right) + 15[25.12(60 - 17.82)^2] = 859010.75 \text{ cm}^4$$

- **Et par conséquent:**

$$\sigma_{bc} \leq M_{ser} \cdot y_{ser} / I$$

$$\sigma_s \leq 15 M_{ser} / I (d - y_{ser})$$

$$\sigma_{bc} = 10.89 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 193.80 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Tableau VII. 3 : Vérification des contraintes après modification des sections d'aciers.

Travee	Travee	Appui	Appui
σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s
10.89	193.80	7.25	185.07
$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$
15	202	15	202

CV	CV	CV	CV
----	----	----	----

a) Vérification de l'effort tranchant: (BAELA.5.1,211)[3]

$$\Rightarrow \tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{bd} \leq \min\left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{y_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ux} = 2.09 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ux} = 1.31 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \dots CV$$

$$\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{bd} \leq \min\left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{y_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ux} = 1.06 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots CV$$

Ferraillage des nervures:

Avant le calcul de ferraillage des nervures il faut faire la transmission des charges de la dalle du radier aux nervures. La répartition des charges se fait suivant la méthode des lignes de rupture.

Les charges trapézoïdales et triangulaires sont remplacées par des charges uniformément répartie équivalente suivant les formules suivantes :

Tableau VII. 4 : Formule utilisé pour la transformation des charges.

Charge	Trapézoïdale	Triangulaire
Effort tranchant P_V	$\left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) \times \frac{qL_x}{2}$	$\frac{qL_x}{4}$
Moment de flexion P_M	$\left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \times \frac{qL_x}{2}$	$\frac{qL_x}{3}$

Pour le calcul des nervure son prend le fil le plus sollicité

$$\begin{cases} q_u = 501.42 \text{ KN/m} \\ q_s = 471.51 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **Diagramme des sollicitations**(Sens principal)ELU

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel **ROBOT**.

Le tableau suivant récapitule les sollicitations maximales (Majeures) suivant chaque sens(Fil) avant le ferraillage final :

➤ Les nervures plus sollicitées:

Tableau VII. 5 : Regroupement des sollicitations maximales les nervures plus sollicités.

solicitations	Moment Max En Travée(KN.m)		Moment Max En Appuis(KN.m)		Effort Tranchant Max(KN)	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
	497	362.75	640.93	467.18	786.77	573.39

a) La nervure plus sollicité:

• En travée L'ELU :

$$M_{tmax} = 497 \text{ KN.m}$$

$$h = 100 \text{ cm}; b = 55 \text{ cm}; d = 95 \text{ cm}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bu} = 0.07$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.09$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 915.8 \text{ mm}$$

$$A = M_u / Z f_s = 15.60 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité:

$$A_{smin} = \max\left\{0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}; \frac{bd}{1000}\right\}$$

$$A_{smin} = \max\left\{0.23 \times 55 \times 95 \times \frac{2.1}{400}; \frac{55 \times 95}{1000}\right\} = 6.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 15.6 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 6.3 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 15.6 \text{ cm}^2$ et on adopte (5HA16+5HA14) de section $A_s = 17.75 \text{ cm}^2$.

• En appuis:

Calculer comme section rectangulaire.

$$A_s = 16.3 \text{ cm}^2$$

a) Le ferrailage minimal:

➤ **Condition de non fragilité:**

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$A_{smin} = \max \left\{ 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}, \frac{b d}{1000} \right\}$$

$$A_{smin} = \max \left\{ 0.23 \times 55 \times 95 \times \frac{2.1}{400}, \frac{55 \times 95}{1000} \right\} = 6.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 16.3 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 6.3 \text{ cm}^2$$

On adopte (10HA16) de section $A_s = 20.11 \text{ cm}^2$.

b) Ferrailage transversale

D'après le (BAEL91 modifié 99/ A.5.1.2.3) on a:

$$A_t \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}{0.9 f_{et} (\cos \alpha + \sin \alpha)^2}$$

Avec:

$K=0$: Pour la reprise de bétonnage et les fissurations très préjudiciables.

$\alpha=90^\circ$: Pour les armatures droites.

f_{et} : La limite élastique des armatures transversale.

L'espacement d'armatures transversales donné par le (RPA99V2003/7.5.2.2):

- Dans la zone nodale:

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12 \phi_l, 30 \text{ cm} \right\}$$

Avec ϕ_l est le plus petit des diamètres longitudinaux c.-à-d. 1.6 cm. Donc on adopte:

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min \left\{ \frac{100}{4}, 12 \phi_l, 30 \text{ cm} \right\} = 19.2 \text{ cm}$$

- En hors **zone nodale** :

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 50 \text{ cm}$$

D'après **(BAEL91 modifiées 99/A.8.1.3)** les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de:

$$S_t \leq \min\{40\text{cm}; 15\phi_l; a+10\text{cm}\}$$

Avec:

a : le plus petit côté des dimensions transversales du poteau.

ϕ_l : Le plus petit diamètre longitudinale.

$$S_t \leq \min\{40\text{cm}; 24\text{cm}; 65\text{cm}\};$$

$$S_t \leq 24\text{cm} \quad S_t = 10\text{cm}$$

$$A_t \geq b S_t \gamma (\tau + 0.3 f_{tj} K) / 0.9 f_{et} (\cos \alpha + \sin \alpha)^2$$

L'effort tranchant maximal a apparu dans la poutre est égale:

$$\tau = \frac{V_{ux}}{bd}$$

$$\tau = \frac{786.77 \times 10^3}{550 \times 950} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{55 \times 10 \times 1.15 \times (1.5 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400 \times 1} = 1.52 \text{ cm}^2$$

c) Vérification de la Recommandation du (RPA99/Version 2003) :

$$A_{\min}^{rpa} \geq 0.003 \times 15 \times 55 = 2.47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } A_t = 12.17 \text{ cm}^2 > A_{\min}^{rpa} = 2.47 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA8 Avec $A_s = 3.2 \text{ cm}^2$.

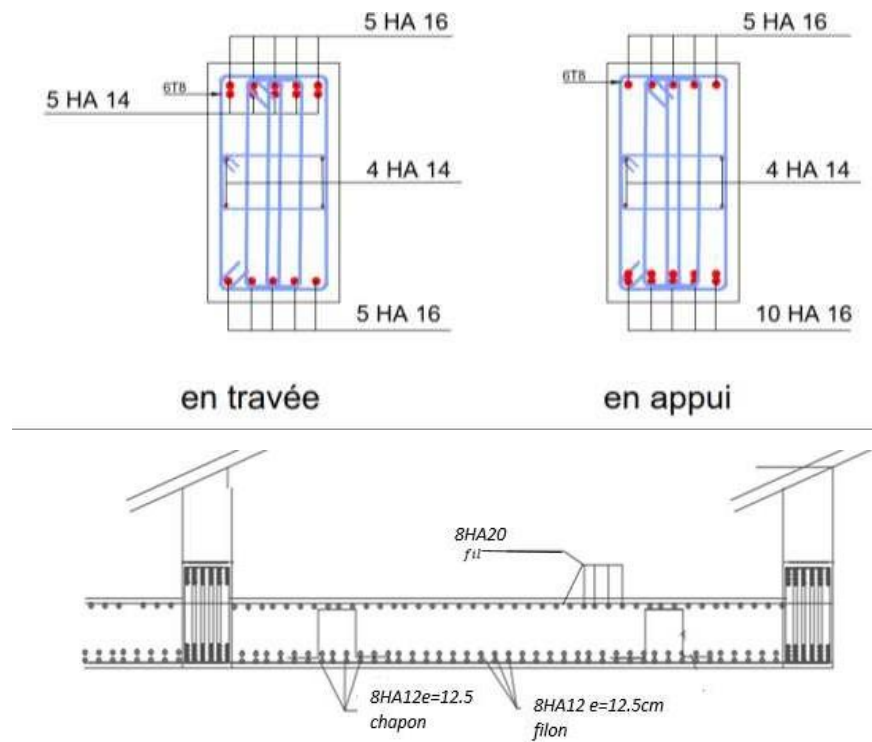


Figure VII. 5 : schéma ferrailage du radier et nervure

VII.4. Conclusion:

L'étude du sol est une étape importante pour la réalisation de la construction. Elle permet de connaître les caractéristiques du sol, ce qui a un impact conséquent sur le type de fondation, qu'il peut supporter et de ne prendre aucun risque dans la construction.

Conclusion Générale

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calculs ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel ETABS afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

D'après l'étude qu'on a faite ,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 du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arrivera une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure, est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

LES REFERENCES

[1]. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites révisées 99(BAEL91)

[2]. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).

[3]. **M. GUETTICHE** Cours de béton armé 3ème année génie civil Université de Mila en 2019/2020

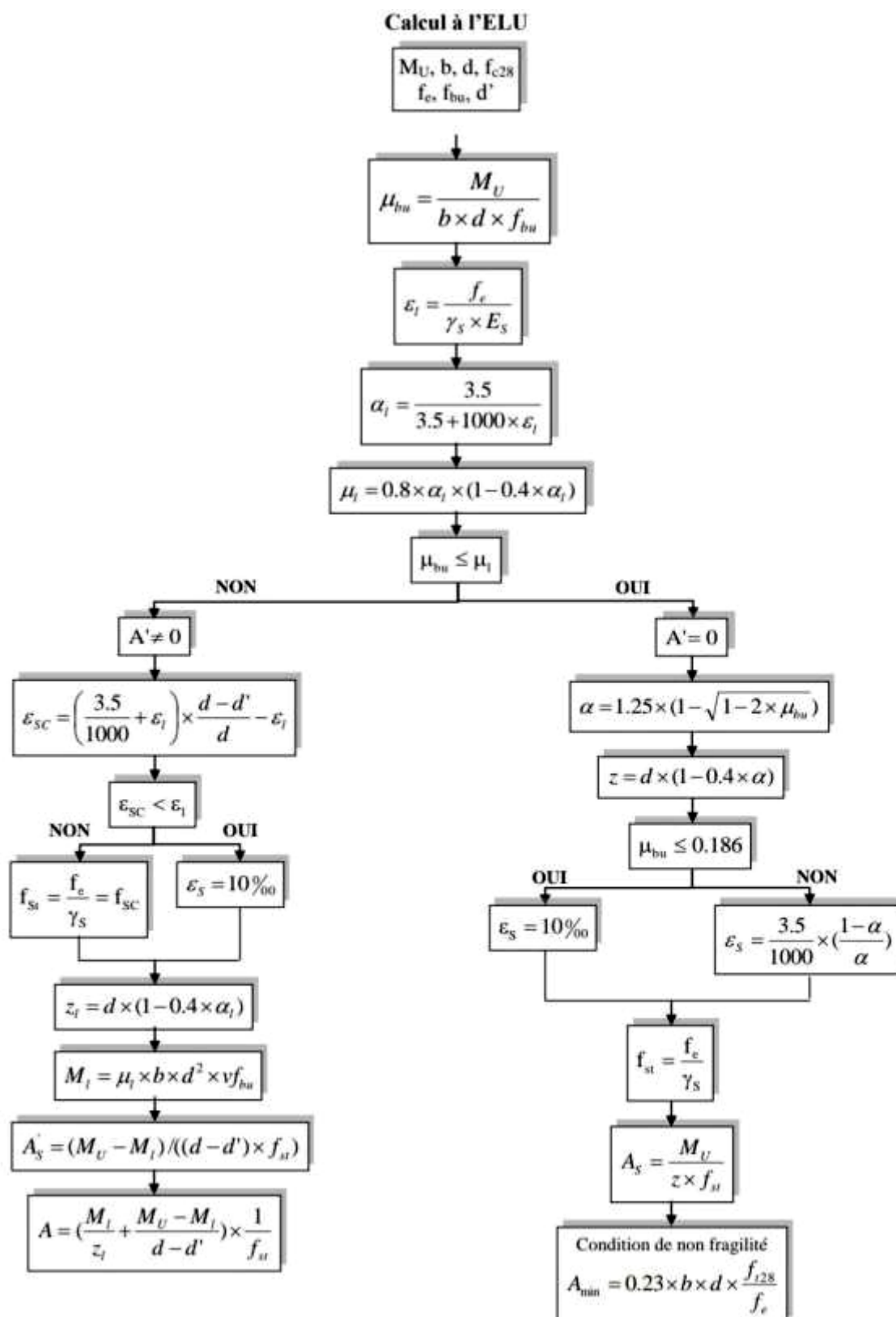
[4]. Règles Parasismiques Algériennes ,Edition CGS,RPA99/version 2003.

[5]. Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), Charges permanentes et Surcharges d'exploitation .1992

[6]. **M. DROUNA**. Cours de béton Master 1 année génie civil option structure .Université de Mila en 2020/2021

Annexes

Annexe 1: Flexion simple: Section rectangulaire



Annexe 2 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées 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	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	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

Annexe 3: Sections réelle d'armatureSection en cm² de N armature de diamètre en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.7
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	7.72	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.38	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33