

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE DE BLIDA 1



FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MÉMOIRE DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DEPLOME MASTER 2 EN GENIE CIVIL

OPTION : Matériaux

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT « R+9 » EN BETON ARME

Etudié par :

**CHOUCHA MOHAMED REDHA
TERFA SOULEYMAN**

Encadré par :

Mme AOUALI NAWEL

DEDICACE

Je m'incline devant Dieu le tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir.

Je dédie ce modeste travail :

À ma chère et tendre mère, qui a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

À mon père, pour tout l'effort et le soutien incessant qui m'a toujours apporté.

À mes sœurs.

À toute ma famille,

À tous mes ami(e)s,

Qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de succès.

À tous mes amis et à toutes les personnes ayant contribué à ce travail de près ou de loin.

Choucha Mohamed Redha

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

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

À mes chères Chamse el dine, Samir, Akram et Firas.

À mes meilleurs amis en particuliers ma binôme Redha, Ikram, Samy, Ayoub, Fethi, Kheyra et à tous ceux qui me sont chère sans exception.

A toute la promotion de Génie Civil 2023 et tous les enseignements de GC Blida.

Terfa Souleyman

Remerciements

Au premier lieu, nous tenons à remercier DIEU qui nous a donné la volonté, la patience, le courage et la santé pour terminer ce travail.

*Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promotrice Mme **AOUALI Nawel** pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.*

Nos remerciements les plus vifs s'adressent aussi à monsieur le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner et d'évaluer notre travail.

Nous exprimons également notre gratitude à tous les professeurs et enseignants qui ont collaboré à notre formation universitaire, sans omettre bien sûr de remercier profondément tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à réalisation du présent travail.

Et enfin, que nos chers parents et familles, et bien avant tout, trouvent ici l'expression de nos remerciements les plus sincères et les plus profonds en reconnaissance de leurs sacrifices, aides, soutien et encouragement afin de nous assurer cette formation dans les meilleures conditions.

الم ا خ ص

تهدف هذه المذكرة إلى دراسة بناية مكونة من طابق أرضي + 10 طوابق ذات طابع سكني , يتواجد هذا المشروع في ولاية الجزائر و المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي قوي (المنطقة الثالثة) حسب النظام الجزائري المضاد للزلازل **RPA99 ver 2003**

بنية العمارة مكونة من إطارات بالإضافة إلى عناصر التدعيم الخرسانية المسلحة.

تم تصميم وتحليل البنية باستخدام برنامج **ROBOT V14**.

تم حساب أبعاد العناصر لمقاطع العناصر المكونة للبنية وفقا للقواعد و المعايير المعمول بها والمتمثلة في **BAEL91** و **RPA99 ver2003** , **Modifié99** و **CBA93**.

تم تسليح الروافد و الأعمدة باستعمال برنامج **SOCOTEC**.

الكلمات المفتاحية:

العمارة، الخرسانة، **BAEL91 modifié 99**, **RPA99 ver2003**, **CBA93**, **ROBOT V14**, **SOCOTEC**

Résumé

Le présent mémoire consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation à 10 niveaux (RDC + 9étages) implanté dans la Wilaya d'Alger qui est classée en zone sismique III selon le ***RPA99 version 2003***.

La structure de cet ouvrage est composée de portiques et de voiles en béton armé.

La modélisation et l'analyse de la structure à été réalisée à l'aide du logiciel d'analyse ***ROBOT V14***.

Le calcul et la vérification de l'ensemble des éléments à été fait conformément aux règlements ***BAEL91 Modifié 99, RPA99 ver2003*** et le ***CBA93***.

Les poteaux et les poutres ont été ferrailés avec le logiciel ***SOCOTEC***.

Mots clés :

Bâtiment, Béton armé, BAEL91 modifié 99, ROBOT V14, CBA93, RPA99 modifié 2003, SOCOTEC.

Abstract

This project consists mainly in the study of structure composed of ten floors of residential character located in Algiers which is classified in the third seismic area according to ***RPA99 modified on 2003***.

The structure of the building composed of gantries and shear walls, in reinforced concrete.

The design and analysis of the structure was made with software ***ROBOT V20***.

The design and verification of the elements was made in accordance with ***BAEL91 Modified 99, RPA99 ver2003*** and ***CBA93***.

The Column and beams were scraped with ***SOCOTEC*** software.

Keywords:

Building, concrete, ROBOT V14, SOCOTEC, BAEL91 modified 99, RPA99 ver2003, CBA93.

SOMMAIRE

CHAPITRE I :Présentation de l'ouvrage

Dédicace

Remerciements

Résumé

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction général

I.1	Présentation de l'ouvrage	1
I.1.1	Introduction	1
I.1.2	Description du bâtiment	1
I.1.3	Caractéristique dimensionnelles	2
I.1.4	Conception structurel	2
I.2	Caractéristique des matériaux de construction	3
I.2.1	Le béton	3
I.2.2	L'acier	7
I.2.3	Les Actions	10
I.2.4	Hypothèses de calcul des sections en béton armé	10

CHAPITRE II : PRE DEMENSIONNEMENT

II.1	Introduction	12
------	--------------	----

II.2	Pré dimensionnement des planchers	12
II.2.1	Plancher a corps creux	13
II.3	Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations	14
II.3.1	Charges permanentes	14
II.3.1.1	Plancher terrasse inaccessible	14
II.3.1.2	Plancher de l'étage courant	15
II.3.2	Charges d'exploitation	16
II.4	Pré dimensionnement des poutres	17
II.4.1	Les poutres principales	18
II.4.2	Les poutres secondaires	19
II.4.3	Conclusion	19
II.5	Pré-dimensionnement des poteaux	20
II.5.1	Loi de dégression (DTR.BC 2.2)	21
II.5.2	Exemple de calcul	23
II.6	Pré-dimensionnement des voiles	30
II.6.1	Voiles du contreventement	30

CHAPITTE III : Etude des éléments secondaires

III.1	Introduction	32
III.2	L'acrotère	32
III.2.1	Evaluation des charges	32
III.2.2	Ferraillage de l'acrotère	34
III.3	Escalier	36

III.3.1	Introduction	36
III.3.2	Hypothèses de calcul	36
III.3.3	Eléments d'un escalier	36
III.3.4	Dimensionnement d'escalier	37
III.3.5	Evaluation des charges	39
III.3.6	Calcul de ferrailage	42
III.3.7	Vérification à l'ELS	44
III.4	Les Balcons	47
III.4.1	Calcul des charges sollicitant le balcon	47
III.4.2	Calcul du ferrailage	48
III.4.3	Vérifications	49
III.5	Plancher à corps creux	50
III.5.1	Pré dimensionnement des poutrelles	50
III.5.2	Ferrailage de la dalle de compression	50
III.5.3	Etude des poutrelles	52
III.6	Conclusion	63

CHAPITTE IV : Etude dynamique en zone sismique

IV.1	Introduction	64
IV.2	Etude dynamique	64
IV.2.1	Objectifs de l'étude dynamique	64
IV.2.2	Modélisation de la structure	64
IV.3	Etude sismique	64

IV.3.1	Méthode dynamique modale spectrale	65
IV.3.2	Spectre de réponse [2]	66
IV.3.3	Procédure de calcul	67
IV.3.4	Résultats de l'analyse dynamique	72
IV.4	Vérification spécifique aux sollicitations normales	82
IV.5	Justification du choix du coefficient de comportement	83
IV.5.1	Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles	84
IV.5.2	Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques	84
IV.6	Justification vis à vis de l'effet P- Δ	86

CHAPITTE V : Ferrailage des éléments résistants

V.1	Introduction	88
V.2	Ferrailage des poteaux	88
V.3	Ferrailage des poutres	100
V.4	Etude des voiles	108

CHAPITRE IV : ETUDE DES FONDATIONS

IV.1	Introduction	119
IV.2	Les principaux rôles de la fondation	119
IV.3	Choix du type des fondations	119
IV.4	Calcul des fondations	119
IV.5	Dimensionnement de la fondation	120
IV.5.1	Semelle isolé	120

IV.5.2	Semelles filantes sous voiles	120
IV.5.3	Semelles filantes sous poteaux	121
IV.5.4	Détermination de la largeur de la semelle	122
IV.6	Pré dimensionnement des nervures	123
IV.6.1	Vérification nécessaire	123
IV.6.2	Vérification de la contrainte dans le sol sous semelle filante ELS	124
IV.7	Ferraillage des semelles filantes	124
IV.7.1	Ferraillage de la dalle	124
IV.7.2	Vérification à l'ELU	124
IV.8	Ferraillage de la nervure	125
IV.9	Armatures de peau (<i>BAEL/Art 8.3</i>)	127

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1	Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e	8
-------------	---	---

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments résistants

Tableau II.1	Charge permanente du plancher terrasse (corps creux).	14
Tableau II.2	Charge permanente du plancher courant (corps creux).	15
Tableau II.3	Charge permanente du plancher courant (Dalle pleine).	15
Tableau II.4	Charge permanente du balcon.	15
Tableau II.5	Charge permanente du mur extérieur.	16
Tableau II.6	Dégression de la surcharge selon le DTR B.C.2.2.	22
Tableau II.7	Descente de charge du poteau central.	24
Tableau II.8	Choix des sections des poteaux centraux.	25
Tableau II.9	Choix final des sections des poteaux centraux.	26
Tableau II.10	Descente de charge du poteau de rive.	28
Tableau II.11	Choix des sections de poteau de rive.	29
Tableau II.12	Choix final des sections des poteaux de rive.	30

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.1	Les efforts et le moment de l'acrotère à L'ELU et L'ELS.	33
Tableau III.2	Vérification de l'ELS.	35
Tableau III.3	Vérification de la contrainte de cisaillement de l'acrotère	35

Tableau III.4	Charge permanente du palier.	39
Tableau III.5	Charge permanente du la paillasse.	39
Tableau III.6	Calcul des armatures longitudinales.	42
Tableau III.7	Vérification des contraintes du béton à l'ELS.	44
Tableau III.8	Vérification de compression du béton.	46
Tableau III.9	Les combinaisons des charges.	47
Tableau III.10	Efforts internes.	48
Tableau III.11	Calcul des armatures longitudinales.	48
Tableau III.12	Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.	57
Tableau III.13	Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.	58
Tableau III.14	Vérification de la contrainte de béton	59
Tableau III.15	Calcul de la flèche.	61

CHAPITRE IV : Etude dynamique en zone sismique

Tableau IV.1	Coefficient d'accélération de zone A.	67
Tableau IV.2	Valeurs de pénalités « P_q ».	70
Tableau IV.3	Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial.	73
Tableau IV.4	Récapitulatif des calculs.	74
Tableau IV.5	Vérification des déplacements latéraux inters étage du modèle initial.	75
Tableau IV.6	Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle N°1.	77
Tableau IV.7	Récapitulatif des calculs.	78
Tableau IV.8	Vérification des déplacements latéraux inters étage.	78
Tableau IV.9	Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle finale.	80

Tableau IV.10	Récapitulatif des calculs.	81
Tableau IV.11	Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Final.	82
Tableau IV.12	Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux.	83
Tableau IV.13	Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x.	84
Tableau IV.14	Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y.	85
Tableau IV.15	Calcul de θ_x et θ_y .	87
 CHAPITTE V : Ferrailage des éléments résistants		
Tableau V.1	Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\max} , M^{corr}).	90
Tableau V.2	Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\min} , M^{corr}).	90
Tableau V.3	Ferrailages des poteaux situation durable (M^{\max} , N^{corr}).	90
Tableau V.4	Ferrailages des poteaux Situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).	91
Tableau V.5	Ferrailages des poteaux Situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).	91
Tableau V.6	Ferrailages des poteaux Situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).	92
Tableau V.7	Ferrailages des poteaux Situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).	92
Tableau V.8	Ferrailages des poteaux Situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).	93
Tableau V.9	Ferrailages des poteaux Situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).	93
Tableau V.10	Choix des armatures des poteaux.	93
Tableau V.11	Vérifications des contraintes pour les poteaux (N_{ser}^{\max} , $M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$).	94
Tableau V.12	Vérifications des contraintes pour les poteaux (M_{ser}^{\min} , $N_{\text{ser}}^{\text{corr}}$).	94
Tableau V.13	Vérifications des contraintes pour les poteaux (M_{ser}^{\max} , $N_{\text{ser}}^{\text{corr}}$).	95
Tableau V.14	Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.	96
Tableau V.15	Espacement maximales selon RPA99 des poteaux carrés	97

Tableau V.16	Choix des armatures transversales pour les poteaux	98
Tableau V.17	Ferraillage des poutres porteuses 30x40	101
Tableau V.18	Tableau Ferraillage des poutres non porteuses (30x35)	101
Tableau V.19	Choix de ferraillage des poutres.	101
Tableau V.20	Vérification de la condition de non fragilité.	102
Tableau V.21	Vérification des poutres à l'ELS.	102
Tableau V.22	Vérification thermique des poutres à L'ELS.	103
Tableau V.23	Vérification de la contrainte de cisaillement	104
Tableau V.24	Calcul des armatures transversales.	105
Tableau V.25	Calcul des armatures transversales.	106
Tableau V.26	Les sollicitations des voiles suivant x-x.	111
Tableau V.27	Les sollicitations des voiles suivant y-y	111
Tableau V.28	Tableau de ferraillage de voile 1 suivant x-x.	112
Tableau V.29	Tableau de ferraillage de voile 2 suivant x-x.	113
Tableau V.30	Tableau de ferraillage de voile 3 suivant y-y.	114
Tableau V.31	Tableau de ferraillage de voile 4 suivant y-y.	115

CHAPITTE VI : Etude des Fondations

Tableau VI.1	Surface des semelles filantes sous voiles.	121
Tableau VI.2	Surface des semelles filantes sous poteaux.	122
Tableau VI.3	Les dimensions de la nervure.	123
Tableau VI.4	Vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante.	124
Tableau VI.5	Ferraillage de la dalle des semelles filantes.	125

Tableau VI.6	Condition de non fragilité.	125
Tableau VI.7	Choix de ferrailage des nervures.	126

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1	Diagramme parabole-rectangle des contraintes déformation d'un béton comprimé.	7
Figure I.2	Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELU	9
Figure I.3	Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELS.	9

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments résistants

Figure II.1	Schéma du plancher.	13
Figure II.2	Dimensions du corps creux.	14
Figure II.3	Mur double cloison.	16
Figure II.4	Dimensionnement de la poutre.	17
Figure II.5	La surface afférente du poteau central.	23
Figure II.6	La surface afférente du poteau de rive.	27
Figure II.7	Coupe du voile en élévation.	31

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

Figure III.1	Section de calcul de l'acrotère.	33
Figure III.2	Ferraillage de l'acrotère.	35
Figure III.3	Eléments d'un escalier.	36
Figure III.4	Schéma d'un escalier de 2 volées.	37
Figure III.5	Schéma statique de l'escalier.	40
Figure III.6	Ferraillage d'escalier.	46

Figure III.7	Schéma statistique du balcon.	47
Figure III.8	Ferraillage de la console.	49
Figure III.9	Plancher en corps creux.	50
Figure III.10	Ferraillage de la dalle de compression.	51
Figure III.11	Schéma de poutrelle.	52
Figure III.12	Schéma statique de la Poutrelle à six travées.	55
Figure III.13	Diagramme des moments fléchissant ELU.	55
Figure III.14	Diagramme des moments fléchissant ELS.	56
Figure III.15	Diagramme des efforts tranchants ELU.	56
Figure III.16	Diagramme des efforts tranchants ELS.	56
Figure III.17	Coupe schématique de la poutrelle.	57
Figure III.18	Ferraillage des poutrelles en Travée et en Appuis.	63

CHAPITRE IV : Etude dynamique en zone sismique

Figure IV.1	Spectre de réponse.	67
Figure IV.2	Model initial.	72
Figure IV.3	Disposition des voiles de modèle initial.	72
Figure IV.4	Modèle 1.	76
Figure IV.5	Disposition des voiles de modèle N°1.	76
Figure IV.6	Modèle finale.	79
Figure IV.7	Disposition des voiles de modèle finale.	80

CHAPITTE V : Ferraillage des éléments résistants

Figure V.1	Schéma de ferraillage poteaux 30 × 30 et poteaux 35 × 35.	99
Figure V.2	Schéma de ferraillage poteaux 40 × 40 et poteaux 45 × 45.	99

Figure V.3	Schéma de ferrailage poteaux 50 × 50.	99
Figure V.4	Schéma de ferrailage poutre principale.	107
Figure V.5	Schéma de ferrailage poutre secondaire.	107
Figure V.6	Ferrailage du linteau.	108
Figure V.7	Schéma de ferrailage des voiles.	118
CHAPITTE VI : Etude des Fondations		
Figure VI.1	Schéma d'une semelle isolée.	120
Figure VI.2	Semelles filantes.	121
Figure VI.3	Ferrailage de la Semelle.	127
Figure VI.4	Ferrailage de la Nervure.	127

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone.
 A_s : Aire d'une section d'acier.
 A_t : Section d'armatures transversales.
 B : Aire d'une section de béton.
 ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
 φ : Angle de frottement.
 Q : Charge d'exploitation.
 γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
 γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
 σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
 σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
 $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
 $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
 τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
 τ : Contrainte tangentielle.
 β : Coefficient de pondération.
 σ_{sol} : Contrainte du sol.
 σ_m : Contrainte moyenne.
 G : Charge permanente.
 ξ : Déformation relative.
 V_0 : Effort tranchant à la base.
 $E.L.U$: Etat limite ultime.
 $E.L.S$: Etat limite service.
 N_{ser} : Effort normal service.
 N_u : Effort normal ultime.
 T_u : Effort tranchant ultime.
 T : Effort tranchant, Période.
 S_t : Espacement.
 λ : Elancement.
 F : Force concentrée.
 f : Flèche.
 \bar{f} : Flèche admissible.
 L : Longueur ou portée.
 L_f : Longueur de flambement.
 W : Poids total de la structure.

γ_h : Poids volumique humide.
 d : Hauteur utile.
 F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 M_u : Moment à l'état limite ultime.
 M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
 M_t : Moment en travée.
 M_a : Moment sur appuis.
 M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
 I : Moment d'inertie.
 f_i : Flèche due aux charges instantanées.
 f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
 I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
 M : Moment, Masse.
 E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
 E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 E_s : Module d'élasticité de l'acier..
 f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
 f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
 F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
 K : Coefficient de raideur de sol.
 δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
 Y : Position de l'axe neutre.
 I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
 L_{bt} : La longueur tendue.
 T_{bz} : La largeur de l'élément.
 A_g : Section transversale brute du voile.
 h_{cr} : La hauteur critique

Introduction Générale

Durant des années notre pays a été victime d'une urbanisation anarchique, celle-ci a été l'une des principales causes de la prolifération des malfaçons dans le domaine du bâtiment, mais après avoir subi de nombreux séismes dévastateurs notamment celui (du 21 mai 2003) qui secoué les régions d'**Alger** et de **Boumerdes**, Le choc du séisme a provoqué la mort d'environ **2 278 personnes**, en plus des **11450 blessés** et **190 000 maisons détruites** [1], les normes de sécurité sont devenues de plus en plus strictes, maintenant le facteur sécurité est placée en avant de nombreux paramètres, sans oublier le facteur économie qui dépend de la capacité de l'ingénieur à réaliser un bon pré dimensionnement, et à optimiser l'usage des matériaux de construction et à implanter judicieusement sa structure.

Le règlement parasismique Algérien RPA 99 (version 2003) [2] donne une ligne de conduite à respecter pour obtenir un niveau de sécurité satisfaisant, les calculs seront donc conformes à ses règles ainsi qu'aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) [3], de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Après avoir présenté l'ouvrage à étudier et les différents matériaux utilisés (notamment l'acier et le béton), un pré-dimensionnement des éléments et une descente de charges s'imposaient afin d'éviter un surcoût de béton et d'acier.

Par la suite, vient le calcul et le ferraillement des éléments secondaires de la structure (escaliers, planchers, ...) après avoir défini leurs différentes sections ainsi que leurs charges et surcharges.

Une modélisation par le logiciel ROBOT a été menée pour notre structure, l'exploitation des résultats obtenus, nous a permis de procéder aux différentes vérifications réglementaires avant de déterminer le ferraillement nécessaire des éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles).

Pour finir ce projet, un radier nervuré a été adopté pour l'infrastructure, ce dernier a été dimensionné et ferrillé de manière à ce que les efforts provenant de la superstructure soient transmis au sol.

CHAPITRE I : Description de L'ouvrage.

CHAPITRE II : Predimensionnement.

CHAPITRE III : Etude des éléments Secondaires.

CHAPITRE IV : Etude dynamique en zone Sismique.

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments Résistants.

CHAPITRE VI : Etude des Fondations.

Conclusion générale

I.1. Présentation de l'ouvrage

I.1.1. INTRODUCTION

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment (RDC+9) à usage d'habitation qui sera implanté à « ALGER », région correspondant à la zone (III), zone forte sismicité selon le RPA2003.

I.1.2. Description du bâtiment

La bâtisse est composée de « 09 » étages identiques à usage d'habitation et un rez de chaussée.

Plancher :

Le type de plancher à adopté pour tous les niveaux est celui des planchers à corps creux. Néanmoins, il existe des zones où on a opté pour les dalles pleines, et ça dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles adaptées à ces zones.

La terrasse est inaccessible sauf pour l'entretien avec des revêtements.

Escaliers :

Les escaliers sont à paillasse adjacente comprenant deux paillasses et un palier intermédiaire.

Revêtement :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- ✓ Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées
- ✓ Brique creuse de 15 cm d'épaisseur.
- ✓ L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- ✓ Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- ✓ Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1.3. Caractéristiques dimensionnelles

Cette étude se fera en considérant les paramètres suivants :

- ✓ Contrainte admissible du sol $\sigma_s = 2,5$ bars.
- ✓ Largeur en plan ----- 16,30 m
- ✓ Longueur en plan ----- 21,57m
- ✓ Hauteur du RDC ----- 4,08 m
- ✓ Hauteur étage courant ----- 3,06 m
- ✓ Hauteur totale ----- 31,62m « sans acrotère ».
- ✓ La hauteur de l'acrotère est de ----- 60 cm.

I.1.4. Conception structurelle

La construction est structurée en portiques au nombre de (06) dans le sens transversal et de 03 dans le sens longitudinal.

Le contreventement de l'immeuble est constitué d'éléments verticaux assurant la stabilité sous l'action des sollicitations horizontales (vent ou forces d'origine sismiques). Ces éléments (refonds pleins, portiques) transmettent également les charges verticales aux fondations. L'effet des charges verticales est généralement estimé d'une manière simple, au prorata des surfaces de plancher. Les résultats ainsi obtenus sont suffisamment proches de la réalité.

Pour les sollicitations horizontales, le problème peut se résumer à :

- La connaissance les efforts horizontaux engendrés par le séisme.
- Déterminer leur répartition entre les différents éléments de contreventement.

Choix du système de contreventement.

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

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

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

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

I.2. Caractéristiques des matériaux de construction

Le béton armé se compose de béton et d'armatures. Il ne représente pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement, l'acier offre une bonne résistance aux efforts de traction, de l'association de ces deux matériaux, il résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

I.2.1. Le béton

a) Définition :

Le béton est obtenu en mélangeant en quantité et en qualité convenable du ciment, des granulats (gravier, sable) et de l'eau selon le type d'ouvrage à réaliser.

On choisira les différentes proportions à donner pour chaque composant, l'ensemble de ces composants est basé avant tous sur l'expérience et sur les résultats obtenus après les essais des éprouvettes à la compression et à la traction.

Donc le problème posé est de définir les pourcentages des différents granulats, dont on dispose pour obtenir le béton avec un dosage approprié en ciment.

Le béton est connu par sa bonne résistance à la compression mais d'autre part à la mauvaise résistance à la traction, pour cela on introduit des armatures pour palier à cet inconvénient pour avoir un béton armé résistant à la compression et à la traction.

b) Composition du béton :

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et pierraille) et d'eau et éventuellement des produits d'addition (adjuvants). C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

- La qualité du **ciment** et ces particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

- Le béton est constitué de deux types de **granulats** :
 - Sable de dimension inférieure à 5 mm.
 - Gravier de dimension inférieure à 25 mm
- L'eau utilisée doit être propre, elle ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement et la cohésion du béton.

c) Préparation du béton :

On appelle **dosage** le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

- La composition ordinaire pour un mètre cube du béton est :
 - 350Kg/m³ de ciment CEM I 42.5 R
 - 400 L de sable $D_g \leq 5\text{mm}$
 - 800 L de gravillon $D_g \leq 25\text{ mm}$
 - 175 L d'eau.

Il existe plusieurs méthodes de préparation basées sur la granulométrie parmi lesquelles la méthode de DREUX-GORISSE.

d) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- ➔ **La masse volumique** : La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.
- ➔ **Le retrait** : C'est la diminution de longueur d'un élément de béton. On peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de la température qui entraîne un raccourcissement.
- ➔ **La dilatation** : puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 10^{-5} , pour une variation de $\pm 20^\circ\text{C}$ on obtient : $\Delta L = \pm (2/1000) \times \text{longueur}$
- ➔ **Le fluage** : C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée.

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

➔ La résistance :

1-Résistance du béton à la compression :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants ; un béton est défini par la valeur de la résistance à la compression mesurée en décroisant des éprouvettes cylindriques de 200cm^2 de section $d=16\text{cm}$; $h=32\text{cm}$.

La résistance est mesurée à l'âge de 28 jours.

Selon les règles [BAEL91] la résistance du béton à la compression peut être estimée suivant la loi : $0.685f_{c28} \cdot \log(j+1)$[BAEL91]

Si $j \geq 28 \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$

La réalisation du projet en étude fait normalement l'objet d'un contrôle régulier ; la résistance caractéristique du béton à adopter sera ainsi :

$f_{c28} = 30\text{MPa}$. (Valeur adoptée pour les constructions civiles et industrielles).

2-Résistance du béton à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours notée f_{ij} ; est conventionnellement définie par la relation :

$f_{ij} = 0.6 + 0.06f_{cj}$ pour $f_{cj} \leq 40\text{MPa}$.

$f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow f_{t28} = 2.1\text{MPa}$[BAEL91]

➔ Module de déformation longitudinale du béton :

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

$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$ BAEL91

$E_{ij} = 32164.2\text{MPa}$

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Le module de déformation différée « E_{vj} » à « j » jours du au fluage est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$$

$$E_{vj} = 10818,87 \text{MPA}$$

et sous les mêmes actions le module de déformation transversale est donnée par la relation :

$$G = E/2*(1+\nu).$$

ν : coefficient de poisson

E : Déformation relative transversale au longitudinale.

Selon les règles [BAEL91] les valeurs de ce coefficient :

$\nu = 0.20$; dans le cas des états limites de service.

$\nu = 0.00$; dans L'E.L.U.

e) Caractéristiques limites du béton :

1-Contrainte ultime du béton en compression :

On a : $f_{bu} = 0.85 f_{cj} / \gamma_b$; en pratique ;

Avec : f_{bu} : contrainte limite ultime de compression.

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.15$; pour les situations accidentelles.

$$\Rightarrow f_{bu} = 22.174 \text{MPA.}$$

$\gamma_b = 1.50$; pour les situations durables.

$$\Rightarrow f_{bu} = 18 \text{MPA.}$$

2-Contrainte ultime du béton au cisaillement :

On a :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{MAP}) ; \text{ si la fissuration non préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{MAP}) ; \text{ si la fissuration préjudiciable.}$$

3- Contrainte de service du béton en compression :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{pour} \quad \sigma_{bc} = 18 \text{MPa}$$

4-Diagramme contrainte déformation :

Pour la vérification à l'état limite ultime, on utilise pour le béton un diagramme non linéaire dit « parabole-rectangle » ou bien, dans un but de simplification le diagramme rectangulaire qui en est déduit

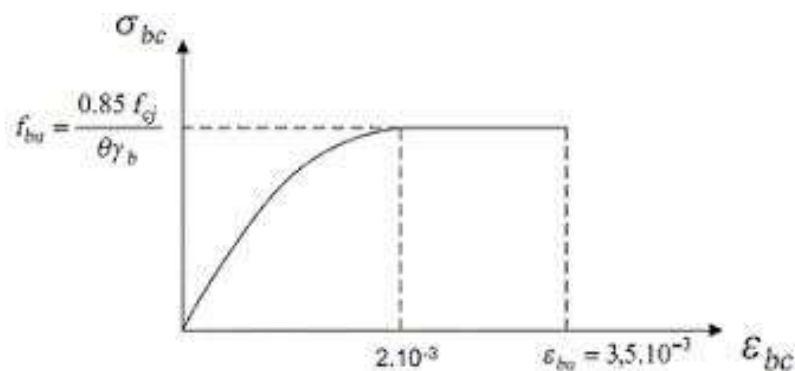


Figure I.1: Diagramme parabolique-rectangle des contraintes déformations d'un béton comprimé.

I.2.2. L'acier

a) Définition :

L'acier est un alliage fer-carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 210\,000 \text{ MPa}$.

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

b) Types d'acier :

Tableau I. 1: Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F_e E 22	215	Emploi courant
	F_e E 24	235	Epingle de levage des pièces préfabriquées
Barre HA Type 3	F_e TE 40	400	Emploi courant
	F_e TE 50	500	
Fils tréfiles HA type 3	F_e TE40	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	F_e TE	500	
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 $\phi > 6$ mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL 52 $\phi \leq 6$ mm	520	

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de F_e E50 type 1, $f_e = 500$ MPa

d) Contraintes limites :

1. Contraintes limites à l'ELU :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \longrightarrow \quad \text{aciers naturels}$$

$$\sigma_s = 1.1 f_e / \gamma_s \quad \longrightarrow \quad \text{aciers écrouis}$$

Avec : γ_s : Coefficient de sécurité dépend de type de situation.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s = 1.15 & \text{en situation courante} \quad \sigma_s = 435 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1 & \text{en situation accidentelle} \quad \sigma_s = 500 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

2. Contrainte limite de service :

Les contraintes limites de l'acier σ_s sont données en fonction de l'état limite d'ouverture des fissures.

Fissuration peu nuisible de la contrainte. }
 Fissuration préjudiciable } $\sigma_s = \text{Min} (2 f_e / 3 ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

Fissuration très préjudiciable $\sigma_s = \text{Min} (2 f_e / 3 ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \mu :$

Coefficient de sécurité dépend de l'adhérence $\mu : 1$ pour les aciers (RL).

$\mu : 1,6$ pour les aciers (HA).

3. Diagramme de déformation - contrainte :

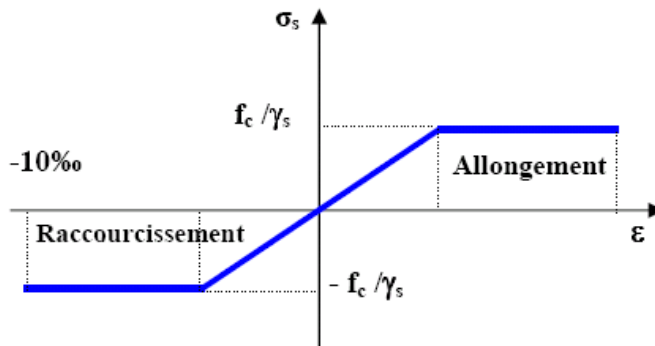


Figure I. 2: Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELU.

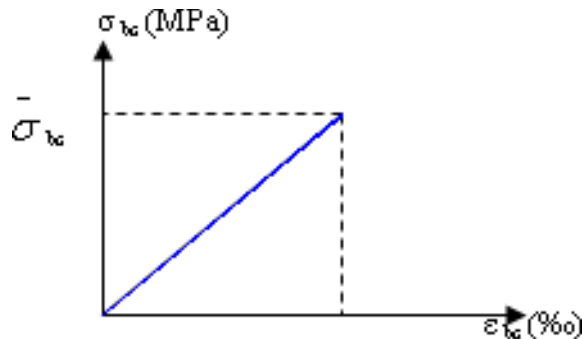


Figure I. 3: Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELS.

➤ L'allongement est donné par $\sigma_s = f_e / (\gamma_s * E_s)$

Dans notre cas, la fissuration sera considérée comme étant peu nuisible. Nous aurons donc $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435 \text{ Mpa}$.

I.2.3. Les Actions

a) définition : les actions sont des forces appliquées aune construction soit :

-directement : action permanentes ; actions variables d'exploitation ; actions climatiques et action accidentelles.

-indirectement : effet de retrait et de fluage, variation de température et tassement

b) les actions permanentes (G) :

Elles ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

-poids propre de la structure.

-poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement)

-efforts (poids, poussée des eaux et des terres)

-efforts dues à des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait)

c) les actions variables (Q) :

Elles varient de façon importante dans le temps :

- Les charges d'exploitation
- Séismes

I.2.4. Hypothèses de calcul des sections en béton armé

a/ Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris

égal à $15(n = \frac{E_s}{E_b})$, n : est appelé coefficient d'équivalence.

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

b/ calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \dots\dots\dots \text{ en flexion}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \dots\dots\dots \text{ en compression centrée}$$

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis.

Tel que :

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

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

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

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement vise à déterminer les dimensions approximatives des éléments de la structure en se basant sur les recommandations du **RPA99 Version 2003** [2] et du **CBA93** [3]. Cependant, les résultats ne sont pas définitifs et peuvent être ajustés lors de la phase de calcul détaillé. Cette phase consiste à effectuer des analyses approfondies pour vérifier la sécurité et la stabilité de la structure, en respectant les normes. Si nécessaire, des ajustements seront effectués pour garantir la conformité de la structure aux normes tout en étant efficace et économique.

II.2 Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment qui remplissent diverses fonctions, notamment :

- La séparation des niveaux du bâtiment pour créer des étages et fournir des surfaces de plancher pour les occupants.
- La reprise des charges verticales en les transférant aux éléments porteurs pour garantir la stabilité de la structure.
- L'assurance de l'isolation thermique et phonique entre les niveaux pour le confort des occupants et l'efficacité énergétique du bâtiment.
- La sécurité contre l'incendie en intégrant des mesures de protection incendie dans la conception des planchers.

Dans notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

Les planchers à corps creux et les dalles pleines. Les planchers à corps creux sont préfabriqués avec des vides à l'intérieur pour réduire le poids tout en maintenant la résistance, tandis que les dalles pleines sont en béton armé coulé sur place. Le choix entre ces deux types de planchers dépend des besoins spécifiques du bâtiment, tels que les charges, les portées, l'isolation et les exigences de sécurité incendie.

II.2.1 Plancher à corps creux :

C'est un plancher en béton préfabriqué, constitué de trois éléments : : une structure porteuse, des hourdis et une dalle de compression.

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise les formules empiriques suivantes :

Avec : $\begin{cases} h_t : \text{l'épaisseur totale du plancher.} \\ L : \text{la plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.} \end{cases}$

Et : $h_t = h + h_0$

Avec : $\begin{cases} h : \text{l'épaisseur du corps creux.} \\ h_0 : \text{l'épaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$

Dans notre cas, on a : $\frac{h_t}{L} \geq \frac{475-30}{22.5} = \frac{445}{22.5} = 20\text{cm.}$

Soit un plancher d'épaisseur (16 + 4) cm tel que : $\begin{cases} h = 16\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \end{cases}$

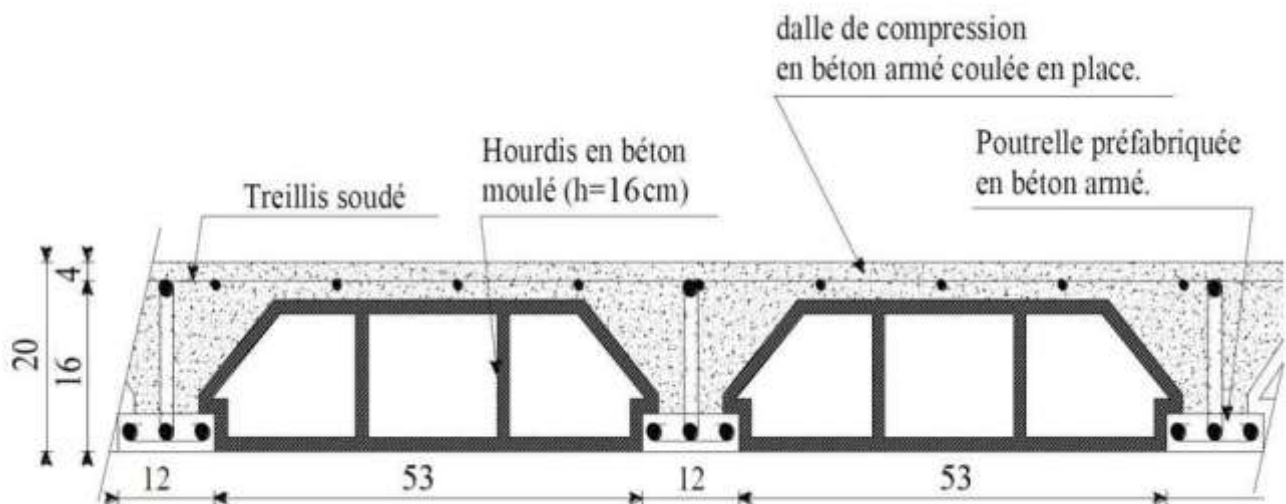


Figure II.1 : Schéma du plancher.

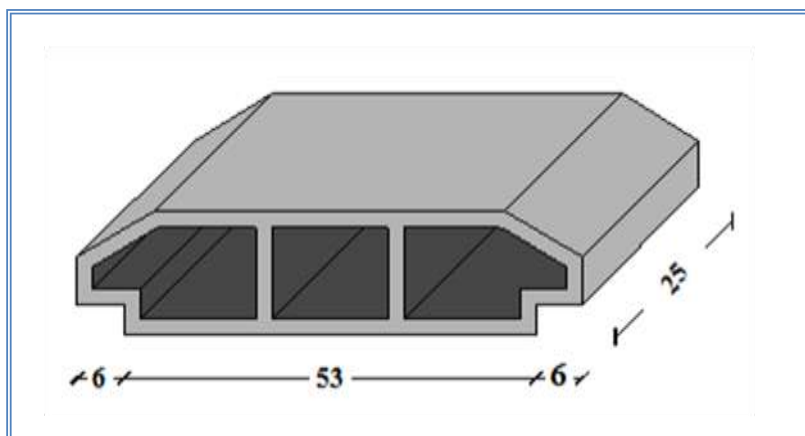


Figure II.2 : Dimensions du corps creux.

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations :

II.3.1 Charges permanentes :

II.3.1.1 Plancher terrasse inaccessible :

a) Dalle en corps creux :

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse (corps creux).

N ⁰	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique(KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
5	Plancher (20+5)	0,16+0,04	-	2,75
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G				6,28

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

II.3.1.2 Plancher de l'étage courant :

a) Dalle en corps creux :

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

N ⁰	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Cloisons de distribution	0,10	-	1,00
2	Carrelage	0,02	20	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Lit de sable	0,03	18	0,54
5	Plancher (20+5)	0,16+0,04	-	2,75
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G				5,29

Tableau II.3 : Charge permanente du plancher courant (Dalle pleine).

N ⁰	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Cloisons légères	0,10	-	1,00
2	Carrelage	0,02	20	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Lit de sable	0,02	18	0,36
5	Dalle pleine	0,15	25	3,75
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G				6,11

b) Balcon (consol) :

N ⁰	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage		20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Dalle pleine	0,15	25	3,75
4	Enduit de	0,02	18	0,36

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

	ciment			
Charge permanente G				4,91

Tableau II.4 : Charge permanente du balcon.

c) Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau II.5 : Charge permanente du mur extérieur.

N ⁰	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique(KN/m ³)	Poids surfaccque (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0,01	10	0,10
2	Enduit en ciment	0,01	18	0,18
3	Brique creuse	0,10	0,9	0,9
4	Lame d'aire	0,05	-	-
5	Brique creuse	0,10	0,9	0,9
6	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				2,44

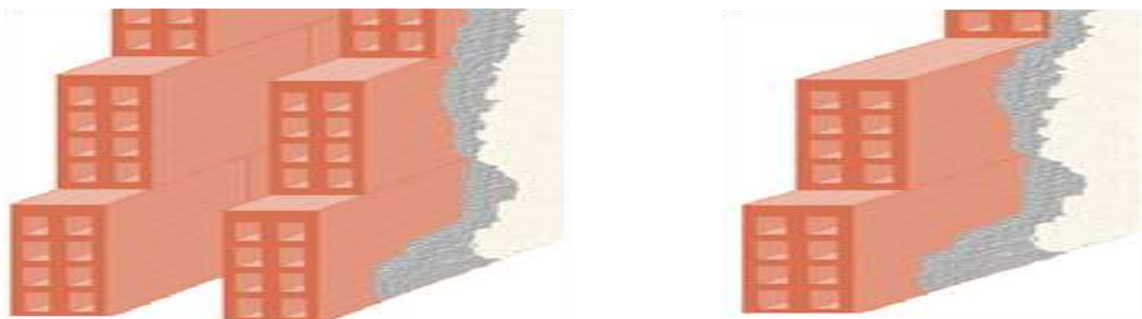


Figure II.3 : Mur double cloison.

II.3.2 Charges d'exploitation :

Plancher terrasse inaccessible : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

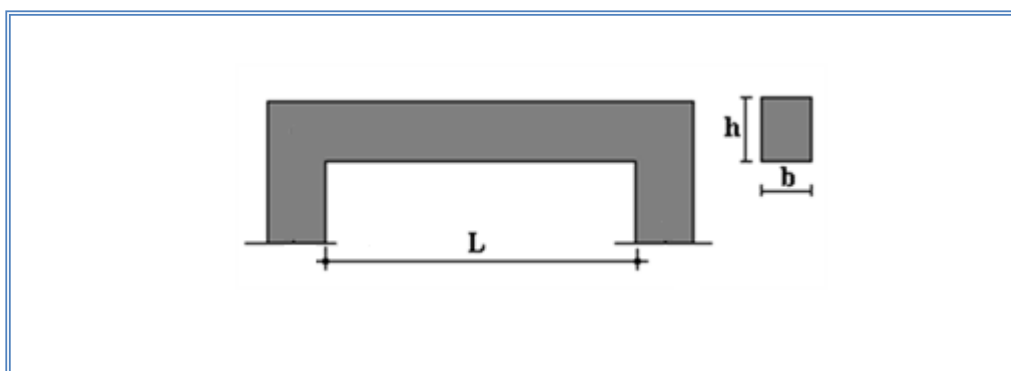
Plancher de l'étage courant :

- Ouvrage d'habitation : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.
- Commerce : $Q = 5 \text{ KN/m}^2$.

Les escaliers : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

II.4. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments de construction qui servent à soutenir les charges verticales et à les transférer aux appuis. Elles peuvent être fabriquées en divers matériaux comme le bois, l'acier ou le béton armé, et sont conçues pour résister aux contraintes et aux charges appliquées.



Les poutres peuvent revêtir différentes formes, comme rectangulaires, en "I", en "T", en "L" ou en "C", en fonction des besoins de conception et des charges à supporter. Elles sont utilisées dans divers types de structures comme les planchers, les ponts, les toitures, les charpentes, les balcons, etc. Les poutres sont dimensionnées en fonction de calculs de résistance et de stabilité pour garantir leur sécurité et leur performance au sein de la structure. Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93) [3].

Figure II.4 : Dimensionnement de la poutre.

Où :

- b : largeur de la base de la poutre.
- h : hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le Pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\triangleright \quad \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{et} \quad 0,4h \leq b \leq 0,8h$$

Et doivent respecter les conditions imposées par (*Art.7.5.1 : RPA 99 VERSION 2003*).

- $h \geq 30\text{cm}$
- $b \geq 20\text{cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$

II.4.1. Les poutres principales :

Pour la portée de $L_{\max} = 4,90 \text{ m}$:

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{et} \quad 0,4h \leq b \leq 0,8h$$

$$\frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10} \quad \text{et} \quad 32,66 \leq b \leq 49 \quad h=40\text{cm}$$

$$0,4.40 \leq b \leq 0,8.40$$

$$16 \leq b \leq 32 \quad b=30\text{cm}$$

Et doivent respecter les conditions imposées par (*Art.7.5.1 : RPA 99 VERSION 2003*) [2].

Vérification selon RPA 99 ver 2003 [2] :

- $h \geq 30\text{cm}$
- $b \geq 20\text{cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$

- $40 \geq 30\text{cm}$
- $30 \geq 20\text{cm}$
- $\frac{40}{30} = 1,33 \leq 4$

II.4.2. Les poutres secondaires :

Pour la portée de $L_{\max} = 4,75$ m :

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \quad \text{et} \quad 31,66 \leq h \leq 47,5 \quad h=35\text{cm}$$

$$0,4 * 35 \leq b \leq 0,4 * 35 \quad \text{et} \quad 14 \leq b \leq 28 \quad b=30\text{cm}$$

Vérification selon RPA 99 ver 2003 [2] :

$$\begin{array}{l} - \left\{ \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} \geq 30\text{cm}. \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}. \\ \frac{h}{b} = 1,17 \leq 4 \end{array} \right. \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{(c.v)} \\ \text{(c.v)} \\ \text{(c.v)} \end{array}$$

II.4.3 Conclusion :

Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place du ferrailage, on adopte les sections des poutres porteuses et non porteuses : (30×40) et (30×35) cm respectivement.

II.5 Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. Et On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

Le pré-dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante

$$Nu = \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

Nu : effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q ;

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité $\alpha = f(\lambda)$;

λ : élancement d'EULER $\lambda = \frac{l_f}{i}$;

l_f : longueur de flambement ;

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

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et

Perpendiculaire au plan de flambement $I = \frac{b \times h^3}{12}$;

B : surface de la section du béton

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$)situation durable.

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

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

f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25$ MPa).

A_s : section d'acier comprimée.

Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteau rectangulaire $Br = (a-0,02) \times (b-0,02)$ [cm²]

Selon le « BAEL 91 modifié 99 [1] »

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

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

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

$$\bullet \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 100$$

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

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

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \left(\frac{A_s \times f_e}{B \times \gamma_s} \right) \right]} = 0,64 Nu$$

II.5.1 Loi de dégression (DTR.BC 2.2) :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou à la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n numéroté à partir du sommet du bâtiment.

On adopte pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitations suivantes : Sous toit ou terrasse..... Q_0 .

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

Sous dernier étage (Etage 1)..... Q_0+Q_1 .

Sous étage immédiatement inférieur (Etage 2)..... $Q_0+ 0,95(Q_1+ Q_2)$.

(Etage 3)..... $Q_0+0,9(Q_1+ Q_2+Q_3)$

(Etage 4)..... $Q_0+0,85(Q_1+ Q_2+ Q_3+Q_4)$.

(Etage n)..... $Q_0+ \frac{3+n}{2n}(Q_1+ Q_2+ Q_3+...Q_n)$.

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

- $Q_0=1.0 \text{ KN/m}^2$ Terrasse inaccessible.
- $Q_1 \dots\dots Q_9=1.5 \text{ KN/m}^2$Habitation.
- $Q_{RDC}= 5 \text{ KN/m}^2$Commerce.

Les surcharges d'exploitation sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II.6 : Dégression de la surcharge selon le DTR B.C.2.2.

<i>Niveau des planchers</i>	Q_i (kN/m^2)	<i>Charge D'exploitation n</i>	Σ Charges D'exploitation	Q <i>cumulé e</i> (kN/m^2)
<i>N T</i>	Q_0	1	Q_0	1
<i>N 1</i>	Q_1	1,5	$Q_0+ Q_1$	2,5
<i>N 2</i>	Q_2	1,5	$Q_0+0,95(Q_1+ Q_2)$	3,85
<i>N 3</i>	Q_3	1,5	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
<i>N 4</i>	Q_4	1,5	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,1
<i>N 5</i>	Q_5	1,5	$Q_0+0,80(Q_1+\dots\dots\dots+Q_5)$	7
<i>N 6</i>	Q_6	1,5	$Q_0+0,75(Q_1+\dots\dots\dots+Q_6)$	7,75
<i>N 7</i>	Q_7	1,5	$Q_0+0,714(Q_1+\dots\dots\dots+Q_7)$	8,45
<i>N 8</i>	Q_8	1,5	$Q_0+0,69(Q_1+\dots\dots\dots+Q_8)$	9,28
<i>N 9</i>	Q_9	1,5	$Q_0+0,67(Q_1+\dots\dots\dots+Q_9)$	10,04
<i>RDC</i>	Q_{RDC}	5	$Q_0+0,65(Q_1+\dots\dots\dots+Q_1)$	13,02

II.5.2.Exemple de calcul :

Poteau central :

Pré-dimensionnement du poteau le plus sollicité du RDC :

La Surface afférente :

$$S_{aff} = \left(\frac{4,9}{2} + \frac{4,4}{2}\right) \times \left(\frac{4,75}{2} + \frac{4,10}{2}\right) = 20,58 \text{ m}^2$$

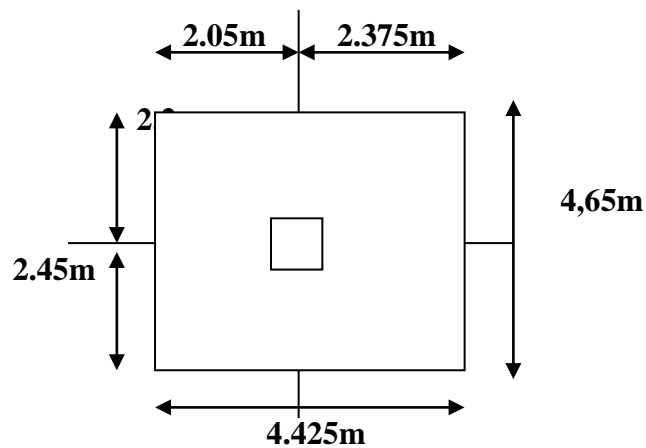


Figure II.5 : La surface afférente du poteau central.

Les longueurs afférentes :

$$L_{aff_{pp}} = 4,65 \text{ m}$$

$$L_{aff_{ps}} = 4,425 \text{ m}$$

Calcul les différentes charges :

Poids des poutres

$$\text{Poids des poutres porteuse : } G_{pp} = (25 \times (0,40 \times 0,30) \times 4,65) = 13,95 \text{ kN}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

Poids des poutres non porteuse : $G_{PNP} = (25 \times (0,35 \times 0,3) \times 4,425) = 11,62 \text{ kN}$.

Poids de poteaux

Poids de poteau : $(3,06-0,4) \times 25 \times (0,3 \times 0,4) = 7,98 \text{ kN}$

Poids de poteau RDC : $(4,08-0,4) \times 25 \times (0,3 \times 0,4) = 11,04 \text{ kN}$

Poids de plancher

Plancher terrasse : $6,89 \times 20,58 = 141,8 \text{ kN}$

Plancher étage courant : $6,16 \times 20,58 = 126,77 \text{ kN}$

Tableau récapitulatif de la descente de charge pour poteau central :

Tableau II.7 : Descente de charge du poteau central.

<i>Etages</i>	<i>Niveau</i>	<i>Désignation des éléments</i>	<i>G (KN)</i>	<i>Q (KN)</i>
<i>Terrasse</i>	N0	Poids du plancher terrasse corps creux 25,57 Poids des poutres 167,37 Total	141,8 167,37	20,58
<i>9^{ème} étage</i>	N1	Total de N0 Poids du plancher corps creux Poids des poutres X1 Poids de poteau de l'étage courant Total	167,37 126,77 25,57 7,98 327,69	51,45
<i>8^{ème} étage</i>	N2	Total de N1 X1 Total	327,69 160,32 488,01	79,23
<i>7^{ème} étage</i>	N3	Total	648,33	103,93
<i>6^{ème} étage</i>	N4	Total	808,65	125,54
<i>5^{ème} étage</i>	N5	Total	968,97	144,06

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

4^{ème} étage	N6	Total	1129,29	159,49
3^{ème} étage	N7	Total	1289,61	173,90
2^{ème} étage	N8	Total	1449,93	190,98
1^{er} étage	N9	Total	1610,25	206,62
RDC	N10	Poids de poteau RDC	11,04	
		Total	1773,63	267,95

Choix des sections des poteaux centraux :

Tableau II.8 : Choix des sections des poteaux centraux.

	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_U (kN)	N_{SER} (kN)	B_r (cm ²)	a = b (cm)	Min RPA (cm ²)	le choix (cm ²)	σ_{ser} (MPa)	Obs
Terrasse	167,37	20,58	256,82	187,95	164,36	14,82	30×30	30×30	1,81	C.V.
9^{ème} étage	327,69	51,45	519,56	379,14	332,52	20,23	30×30	30×30	3,66	C.V.
8^{ème} étage	488,01	79,23	777,66	567,24	497,70	24,31	30×30	30×30	5,48	C.V.
7^{ème} étage	648,33	103,93	1031,14	752,26	659,93	27,69	30×30	30×30	7,27	C.V.
6^{ème} étage	808,65	125,54	1279,99	934,19	819,19	30,62	30×30	35×35	6,63	C.V.
5^{ème} étage	968,97	144,06	1524,2	1113,03	975,49	33,23	30×30	35×35	7,9	C.V.
4^{ème} étage	1129,29	159,49	1763,78	1288,78	1128,82	35,6	30×30	40×40	7	C.V.
3^{ème} étage	1289,61	173,90	2001,82	1463,51	1281,16	37,79	30×30	40×40	7,95	C.V.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

2^{ème} étage	1449,93	190,98	2243,87	1640,91	1436,08	39,89	30×30	40×40	8,92	C.V.
1^{er} étage	1610,25	206,62	2483,77	1816,87	1589,61	41,87	30×30	45×45	7,8	C.V.
RDC	1773,63	267,95	2796,32	2041,58	1789,64	44,3	30×30	45×45	8,77	C.V.

Les résultats concernant le poteau central sont calculés par :

- $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$

- $N_s = G + Q$

- $Br = 0,64 N_u$

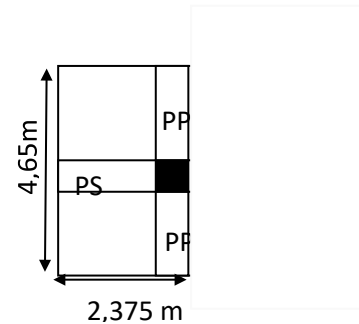
- $a = \sqrt{Br} + 2$

- $\sigma_{ser} = \frac{N_s}{1,15 B} \leq 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Choix final des sections des poteaux :

Tableau II.9 : Choix final des sections des poteaux centraux.

<i>Etage</i>	<i>Section</i>
7^{ème}9^{ème} étage	30×30
5^{ème} et 6^{ème} étage	35×35
2^{ème}4^{ème} étage	40×40
1^{er} étage et RDC	45×45



Poteau de rive :

Pré-dimensionnement du poteau le plus sollicité du RDC :

La Surface afférente : $S_{aff} = \left(\frac{4,9}{2} + \frac{4,4}{2}\right) \times \left(\frac{4,75}{2}\right) = 11,04 \text{ m}^2$

Les longueurs afférentes :

$$L_{aff_{pp}} = 4,65 \text{ m}$$

Figure II.6 : La surface afférente du poteau de rive.

$$L_{aff_{ps}} = 2,375 \text{ m}$$

Calcul les différentes charges :

Poids des poutres :

$$\text{Poids des poutres principale : } G_{PP} = (25 \times (0,4 \times 0,3) \times 4,65) = 13,95 \text{ kN}$$

$$\text{Poids des poutres secondaire : } G_{PS} = (25 \times (0,35 \times 0,3) \times 2,375) = 6,23 \text{ kN.}$$

Poids de poteaux :

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

Poids de poteau : $(3,06-0,4) \times 25 \times (0,3 \times 0,4) = 7,98 \text{ kN}$

Poids de poteau RDC : $(4,08-0,4) \times 25 \times (0,3 \times 0,4) = 11,04 \text{ kN}$

Poids de plancher

Plancher terrasse : $6,89 \times 11,04 = 76,07 \text{ kN}$

Plancher étage courant : $6,16 \times 11,04 = 68,01 \text{ kN}$

Poids de l'acrotère :

Poids de l'acrotère = $3,225 \times 3,05 = 9,84 \text{ kN}$

Poids de mur extérieur :

Poids de mur extérieur = $2,44 \times 3,2 = 7,81 \text{ kN}$

Tableau récapitulatif de la descente de charge pour poteau de rive :

Tableau II.10 : Descente de charge du poteau de rive.

<i>Étages</i>	<i>Niveau</i>	<i>Désignation des éléments</i>	<i>G (KN)</i>	<i>Q (KN)</i>
Terrasse	N0	Poids du plancher terrasse corps creux Poids des poutres Poids de l'acrotère Total	76,07 20,18 9,84 106,09	11,04
9^{ème} étage	N1	Total de N0 Poids du plancher corps creux Poids des poutres X1 Poids de poteau de l'étage courant Poids du mur extérieur Total	106,09 68,01 20,18 7,98 7,81 210,07	27,6
8^{ème} étage	N2	Total de N1 X1 Total	210,07 103,98 314,05	42,50
7^{ème} étage	N3	Total	418,03	55,75
6^{ème} étage	N4	Total	522,01	67,34

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

5 ^{ème} étage	N5	Total	625,99	77,28
4 ^{ème} étage	N6	Total	729,97	85,56
3 ^{ème} étage	N7	Total	833,95	93,29
2 ^{ème} étage	N8	Total	937,93	102,45
1 ^{er} étage	N9	Total	1041,91	110,84
RDC	N10	Poids de poteau RDC Total	11,04 1148,95	143,74

Choix des sections des poteaux de rive :

Tableau II.11 : Choix des sections de poteau de rive.

	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_U (kN)	N_{SER} (kN)	B_r (cm ²)	a = b (cm)	Min RPA (cm ²)	le choix (cm ²)	σ_{ser} (MPa)	Obs
Terrasse	106,09	11,04	159,78	117,13	102,26	12,11	30×30	30×30	1,13	C.V.
9^{ème} étage	210,07	27,6	324,99	237,67	207,99	16,42	30×30	30×30	2,3	C.V.
8^{ème} étage	314,05	42,50	487,72	356,55	312,14	19,68	30×30	30×30	3,44	C.V.
7^{ème} étage	418,03	55,75	647,96	473,78	414,69	22,36	30×30	30×30	4,58	C.V.
6^{ème} étage	522,01	67,34	805,72	589,35	515,66	24,71	30×30	30×30	5,69	C.V.
5^{ème} étage	625,99	77,28	961,01	703,27	615,05	26,8	30×30	30×30	6,79	C.V.
4^{ème} étage	729,97	85,56	1113,8	815,53	712,83	28,7	30×30	30×30	7,89	C.V.
3^{ème} étage	833,95	93,29	1265,77	927,24	810,09	30,46	30×30	35×35	6,58	C.V.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

<i>2^{ème} étage</i>	937,93	102,45	1419,88	1040,38	908,72	32,14	30×30	35×35	7,38	C.V.
<i>1^{er} étage</i>	1041,91	110,84	1572,84	1152,75	1006,62	33,73	30×30	35×35	8,18	C.V.
<i>RDC</i>	1148,95	143,74	1766,69	1292,69	1130,68	35,62	30×30	40×40	7,02	C.V.

Choix final des sections des poteaux :

Tableau II.12 : Choix final des sections des poteaux de rive.

<i>Etage</i>	<i>Section</i>
<i>4^{ème} 9^{ème} étage</i>	30×30
<i>1^{er} 3^{ème} étage</i>	35×35
<i>RDC</i>	40×40

II.6. Pré-dimensionnement des voiles :

II.6.1. Voiles du contreventement :

Le pré-dimensionnement des murs en béton armé doit être justifié par **l'article 7.7 de RPA99 version 2003 [2]**.

Les voiles sont des éléments verticaux de la structure d'un bâtiment qui ont deux principales fonctions :

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

1. Contreventement : Ils servent à résister aux forces horizontales générées par les séismes, les vents et d'autres charges latérales, assurant ainsi la stabilité de la structure en évitant les déformations excessives ou les défaillances.
2. Reprise des efforts verticaux : Les voiles sont conçus pour reprendre les charges verticales, telles que le poids propre de la structure et d'autres charges, et les transmettre aux éléments de fondation du bâtiment. Ils jouent donc un rôle essentiel dans la transmission des charges verticales et dans la stabilité globale de la structure.

Les voiles sont dimensionnés en fonction des charges attendues et des exigences de sécurité sismique et de vent en vigueur, et ils sont un élément clé dans la conception d'une structure stable et sécurisée pour un bâtiment. D'après le **RPA99 version 2003 [2] article 7.7.1** 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 :
$$\left\{ \begin{array}{l} L : \text{largeur du voile qui correspond à la portée minimale} = 317 \text{ cm.} \\ a : \text{épaisseur du voile.} \end{array} \right.$$

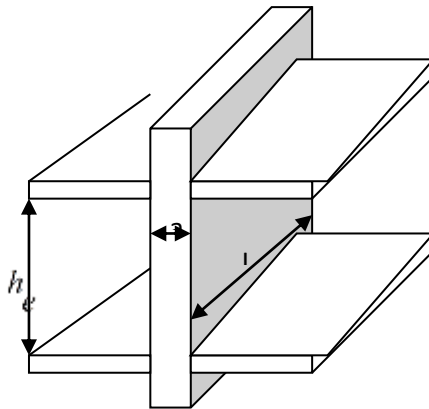


Figure II.7 : Coupe du voile en élévation.

$$a \leq \frac{L}{4} \Rightarrow a \leq \frac{317}{4} = 79,25 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées :

$$a \geq \max \left\{ \frac{h_e}{20}, 15 \text{ cm} \right\}$$

Dans notre cas :

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

$$a \geq \max \left\{ \frac{388}{20}, 15 \text{ cm} \right\} = \max \{19,4, 15 \text{ cm}\} \Rightarrow a = 20 \text{ cm}$$

III.1 Introduction :

Dans toute structure, il existe deux types d'éléments distincts : les éléments porteurs principaux, qui jouent un rôle direct dans le contreventement de la structure, et les éléments secondaires, qui n'ont pas d'impact direct sur le contreventement.

Dans ce chapitre, nous nous concentrons sur l'étude des éléments constituant notre bâtiment, tels que l'acrotère, les escaliers et les planchers. Bien que ces éléments ne contribuent pas directement à la résistance sismique, ils sont étroitement liés à la géométrie interne de la structure.

Leur calcul est réalisé selon les prescriptions du règlement "**BAEL 91 modifié 99**" [1], qui fournit des directives pour la conception et le dimensionnement des structures en béton armé. De plus, il est primordial de respecter les exigences du règlement parasismique **algérien "RPA 99 version 2003"** [2] afin de garantir la résistance de ces éléments aux charges sismiques.

III.2 L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse qui forme une paroi contre toute chute, elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

III.2.1 Evaluation des charges :

- Charges permanentes : Le poids total de l'acrotère $G=1.963 \text{ kN/m}$
- Charge d'exploitation : $Q=1,0\text{KN/m}$
- L'action des forces horizontales Q_h ;(F_p) : D'après RPA 99 version 2003, les forces horizontales de calcul F_p sont calculées suivant la formule : $F_p = 4A \cdot C_p \cdot W_p$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone (Pour la zone III et le groupe d'usage 2 [$A=0,25$]).

[4]

C_p : Facteur de la force horizontale [$C_p = 0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère [$W_p=1.963 \text{ kN}$].

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1.963 = 1,57 \text{ kN}$$

$$Q = \max \{1,5Q ; F_p\}$$

$$1.5Q = 1,50k N \Rightarrow Q * h = 1,57k N$$

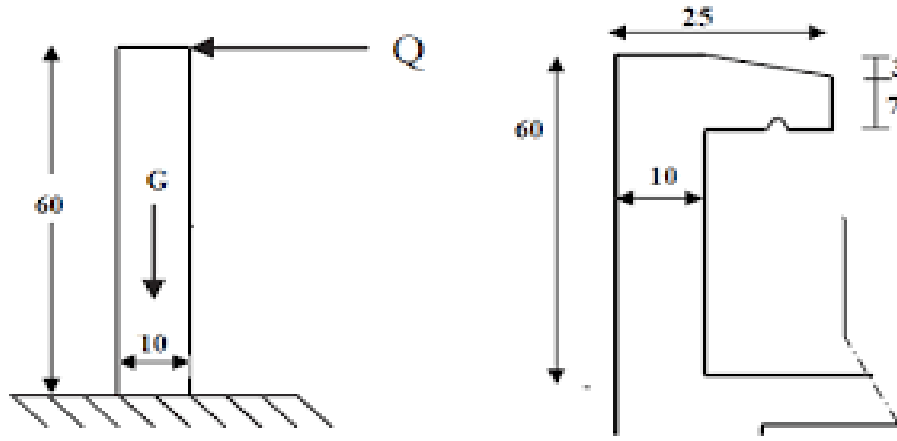


Figure III.1 : Modélisation de l'acrotère.

Tableau III.1 : Les efforts et le moment de l'acrotère à L'ELU et L'ELS.

<i>E.L.U</i>		
Effort normal de compression	$N_u = 1,35W_p$	2.65 KN
Effort tranchant	$V_u = 1,5Q$	2.355KN
Moment fléchissant	$M_u = 1,5hQ$	1,413 KN.m
<i>E.L.S</i>		
Effort normal de compression	$N_s = W_p$	1.963 KN
Effort tranchant	$V_s = Q$	1,57 KN
Moment fléchissant	$M_s = hQ$	1,94 KN.m

III.2.2 Ferrailage de l'acrotère :

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14.16\text{MPa}$; $c=c'=2\text{ cm}$; $f_e= 500\text{Mpa}$

A. Calcul de l'excentricité

- L'excentricité de 1^{er} ordre : $e_1 = M_u/N_u = 0,53\text{m}$
- L'excentricité additionnelle : $e_a = \text{Max}(2\text{cm}; l/250) = 2\text{cm}$
- L'excentricité de 2^{ème} ordre : $e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\emptyset)$

$$l_f = 2l = 1,2\text{m} \qquad \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5M_s} \right) = 0$$

$$\Rightarrow e_2 = 0.00144\text{m}$$

$$e_o = e_1 + e_a + e_2 = 0,551\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_o = 0,551\text{m} \\ \frac{h_o}{2} - c' = \frac{12}{2} - 2 = 0.04\text{m} \end{array} \right. \Rightarrow e_o > \left(\frac{h_o}{2} - c' \right) \Rightarrow \text{La section partiellement comprimée}$$

B. Calcul du moment fictif M_f :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,51 \text{ kN.m}$$

C. Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{1.51 \cdot 10^3}{100 \cdot 8^2 \cdot 14.16} = 0,016 < \mu_R$$

$A_s = 0 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

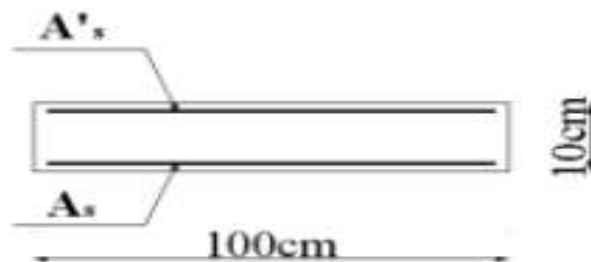
$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,02$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,936 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 0,528 \text{ cm}^2$$

D. Vérification de la section d'acier : Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1)

$$A_{min} = 0,23bd * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,772\text{cm}^2$$



Chapitre III : Etude des éléments secondaire

$A_{min} = 0,772\text{cm}^2 > A_s = 0,528\text{ cm}^2 \Rightarrow$ la condition de non fragilité n'est pas vérifiée, donc on prend :

$$A = A_{min} = 0,772\text{cm}^2$$

Soit $A_{adopté} = 2,51\text{cm}^2$ avec 5T8

Avec un espacement : $S_t = \frac{100}{5} = 2\text{cm}$

L'espacement des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

$$S \leq \min\{2h, 25\text{cm}\} = \min\{24, 25\} \rightarrow \text{On prend un espacement } S_t = 20\text{cm}$$

E. Armatures de répartitions :

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

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r \geq \frac{2,51}{4} = 0,63\text{cm}^2$$

On a choisi 5T8 avec un espacement $S = 20\text{ cm}$.

F. Vérification à L'ELS :

Tableau III.2 : Vérification de l'ELS.

a) Contrainte du béton :		b) Contrainte de l'acier :		
σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ'_s	σ_s	$\bar{\sigma}_s$
0,68MPa	15Mpa	7,34MPa	1,29MPa	250MPa
OK		OK		

G. Vérification de l'effort tranchant :

Tableau III.3 : Vérification de la contrainte de cisaillement de l'acrotère.

Vérification de la contrainte de cisaillement		
Contrainte tangente	$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$	$\tau_u = 0,035\text{MPa}$
Contrainte tangente limite	$\text{Min}(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa})$	3,33 MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \text{Min}(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa})$	0,035 < 3,33 vérifiée

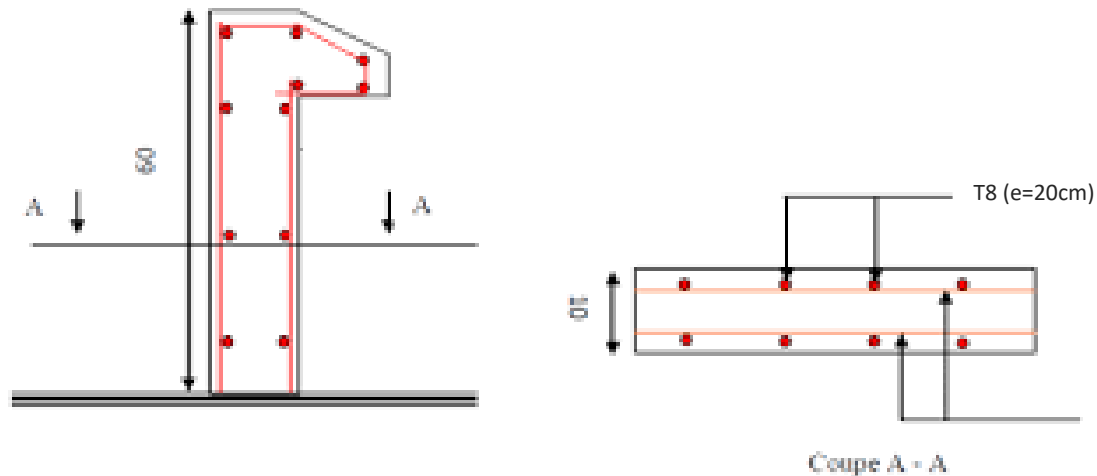


Figure III.2 : Ferrailage de l'acrotère.

III.3 Les escaliers :

III.3.1 Introduction :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre, il est aussi considéré comme étant un ouvrage de circulation verticale. Ils sont calculés en flexion simple.

III.3.2 Hypothèses de calcul :

- La fissuration est peu préjudiciable.
- Le ferrailage de l'escalier se fera à l'ELU, en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

III.3.3 Eléments d'un escalier :

- L'emmarchement : largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.
- Le giron : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.
- La contremarche : désigne soit la face verticale située entre deux marches consécutives, soit la pièce de bois ou de métal obturant l'espace entre ces deux marches.
- La marche : surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.

- Le palier : plate-forme en béton, en bois ou en métal située en extrémité d'une volée.

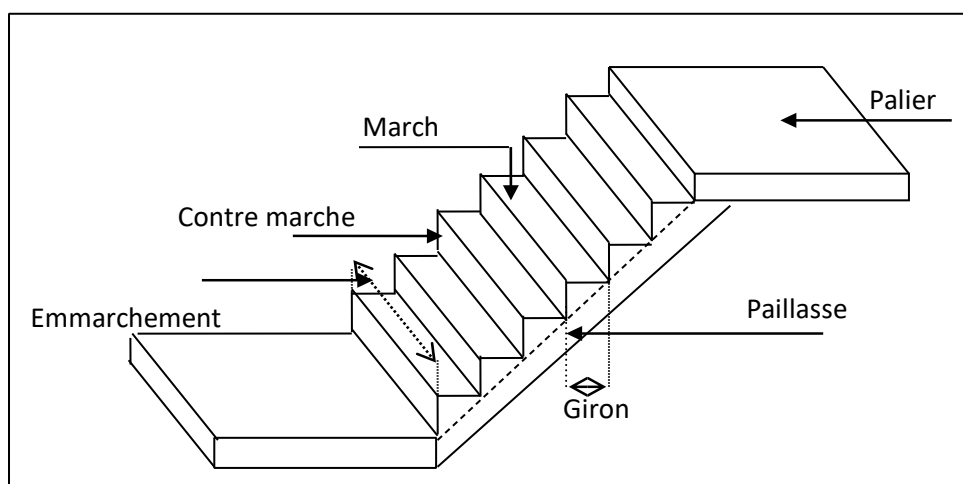


Figure III.3 : Eléments d'un escalier.

III.3.4 Dimensionnement d'escalier :

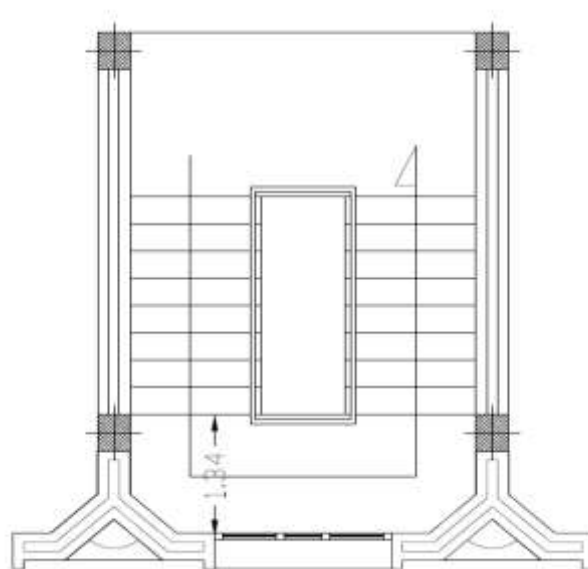


Figure III.4 : Schéma d'un escalier de 2 volées.

a) La marche et contre marche :

le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

- $2h + g = 64 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$
- $n \times h = H \dots\dots\dots(2)$
- $(n-1) g = L \dots\dots\dots(3)$

De 1, 2 et 3 on trouve :

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$$

Avec:

- n : Le nombre des contre marches.
- (n-1) : Le nombre des marches.
- H : Hauteur de l'escalier (153cm).
- L : Longueur total (240cm).
- g : largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.

On trouve :

$$64n^2 - 610n + 306 = 0 \quad \Rightarrow \quad n_1 = 9 \quad n_2 = 0.53$$

On prend :

- n = 9
- g = 30 cm
- h = 17 cm

$$54 \leq 2h + g = 64 \leq 66 \quad \text{bon}$$

b) L'emmarchement :

En fonction de la destination de l'escalier et du nombre d'utilisateurs, on a :

- 120 à 200 cm pour bâtiment publics (180cm.....vérifier)

c) Angle de pente courants :

L'angle de la pente des escaliers se répartit ainsi :

- Escalier courant (de 24° à 45)

α : Angle de pente.

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{H}{L} = 32,52^\circ$$

d) **Epaisseur de la paillasse :**

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

$$l = 1.8 + \frac{2.4}{\cos \alpha} = 4,65 \text{ m}$$

$$15,5 \leq e \leq 23,25 \quad \text{on prend } e = 20 \text{ cm}$$

Avec :

- e : épaisseur de la paillasse
- l : longueur total

III.3.5 Evaluation des charges :

a) **Au niveau des paliers :**

- **Charge permanente :**

Tableau III.4 : Charge permanente du palier.

	Epaisseur (cm)	G (KN/m²)
Carrelage	2 cm	0.02×20=0.4 KN/m ²
Mortier de pose	2 cm	0.02×20=0.4 KN/m ²
Lit de sable	3 cm	0.03×18=0.54 KN/m ²
Dalle leine	20 cm	0.2×25=5 KN/m ²
Enduit du ciment	2 cm	0.02×18=0.36 KN/m ²
	∑ G	6.7 KN/m²

- **Charge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation de l'escalier est donnée par : **Q = 2.5 KN/m²**

b) **Au niveau de la paillasse :**

- **Charge permanente :**

Tableau III.5 : Charge permanente du la paillasse.

	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
Poids propre de la paillasse	$20/\cos 32,52=23,71$ cm	$25 \times 0,237 = 5,92$ KN/m ²
Carrelage (marche)	2 cm	$0,02 \times 20 = 0,4$ KN/m ²
Mortier de pose (marche)	2 cm	$0,02 \times 20 = 0,4$ KN/m ²
Carrelage (contre marche)	2 cm	$0,02 \times 20 = 0,4$ KN/m ²
Mortier de pose (C. marche)	3 cm	$0,03 \times 20 = 0,6$ KN/m ²
P.P de la marche	$17/2 = 8,5$ cm	$0,085 \times 25 = 2,125$ KN/m ²
Garde core	-	1 KN/m ²
Enduit de ciment	2 cm	$0,02 \times 18 = 0,36$ KN/m ²
	ΣG	11,205 KN/m²

- **Charge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation de l'escalier est donnée par : **Q = 2.5 KN/m²**

c) Calcul des sollicitations :Avec :

- $L_1 = 1,8$ m
- $L_2 = 2,85$ m

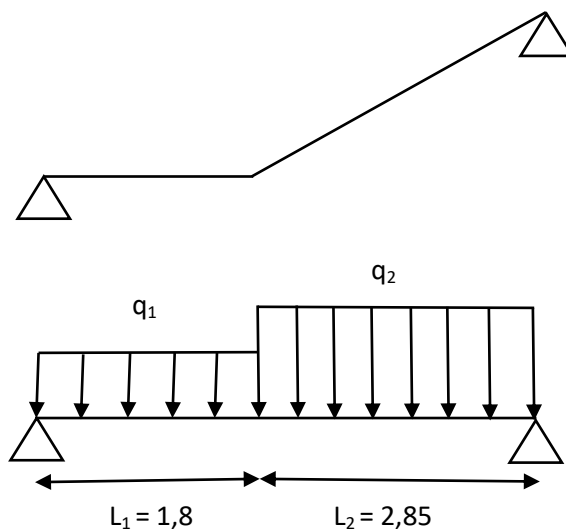


Figure III.5 : Schéma statique de l'escalier.

- **A l'ELU :**

- Palier : $q_{u1} = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 = 1,35 \times 6,7 + 1,5 \times 2,5 = 12,8$ KN/ml

- Paillasse : $q_{u2} = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 = 1.35 \times 11.205 + 1.5 \times 2.5 = 18.87 \text{ KN/ml}$

❖ Réaction d'appuis :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow 12.8(1.8)(3.75) + 18.87(2.85)(1.43) = R_A \cdot 4.65$$

$$R_A = 35,11 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 12.8(1.8)(0.9) + 18.87(2.85)(3.23) = R_B \cdot 4.65$$

$$R_B = 42,27 \text{ KN}$$

❖ Effort tranchant et moment fléchissant :

$$-0 \leq x \leq 1.8$$

$$M(x) = 35,11 x - 6.4x^2$$

$$T(x) = 35,11 - 12.8x$$

$$M(0) = 0 \quad M(1.8) = 42,46$$

$$T(0) = 35,11 \quad T(1.8) = 12,07$$

$$-0 \leq x \leq 2.85$$

$$M(x) = -9.43x^2 + 12.07x + 42.46$$

$$T(x) = 12.07 - 18.87x$$

$$M(0) = 42.46 \quad M(2.85) = 0 \quad T(0) = 12.07 \quad T(3.31) = -41.7$$

$$\text{Avec } T(0.64) = 0 \quad M(0.64) = 46.32 \text{ KN.m}$$

- **APELS :**

- Palier : $q_{u1} = (G + Q) \times 1 = 6.7 + 2.5 = 9.2 \text{ KN/m}^2$
- Paillasse : $q_{u2} = (G + Q) \times 1 = 11.205 + 2.5 = 13.705 \text{ KN/m}^2$

❖ Réaction d'appuis :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow 9.2(1.8)(3.75) + 13.705(2.85)(1.43) = R_A \cdot 4.65$$

$$R_A = 25.36 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 9.2(1.8)(0.9) + 13.705(2.85)(3.225) = R_B \cdot 4.65$$

$$R_B = 30.29 \text{ KN}$$

❖ Effort tranchant et moment fléchissant :

$$-0 \leq x \leq 1.8$$

$$M(x) = 25.36x - 4.6x^2$$

$$T(x) = 25.36 - 9.2x$$

$$M(0) = 0 \quad M(1.8) = 30.74 \quad T(0) = 25.36 \quad T(1.8) = 8.8$$

$$-0 \leq x \leq 2.85$$

$$M(x) = 30.29x - 6.85x^2$$

$$T(x) = 30.29 - 13.705x$$

$$M(0) = 0 \quad M(2.85) = 30.74 \quad T(0) = 32.29 \quad T(2.85) = -8.76$$

$$\text{Avec } T(2.21) = 0 \quad M(2.21) = 33.48 \text{ KN.m}$$

III.3.6 Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait pour une section de dimension (b x h) Tel que : b=100 cm ; h=20 cm

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_{bc} = 14.16 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa} \quad ; \quad \gamma_b = 1.5 \quad ; \quad d = 18 \text{ cm}$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaire

$$\sigma_s = 434.78 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1.15 ; F_e = 400 \text{ Mpa} ; e = 20 \text{ cm} ; Mu(2.44) = 46.32 \text{ KN}$$

ELU :

- En appuis : $Ma = 0,5 \times Mu = 0,5 \times 46.32 = 23.16 \text{ KN.m}$
- En travée : $Mt = 0,85 \times Mu = 0,85 \times 46.32 = 39.37 \text{ KN.m}$

Tableau III.6 : Calcul des armatures longitudinales.

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	Z (mm)	A_s^{cal}/ml (cm^2)	Choix	A_{adps}/ml (cm^2)
Appui	23.16	0.05	Oui	0	0,064	175.39	3.04	5T10	3.93
Travée	39.37	0,085	Oui	0	0,111	172.01	5.26	5T12	5.65

Espacement :

- **En travée :** $e \leq \frac{100}{4} = 25$ On prend : $e=25 \text{ cm}$.
- **Sur appuis :** $e \leq \frac{100}{4} = 25$ On prend : $e=25 \text{ cm}$.

Armature de répartition :

En travée : $\frac{A_s}{4} = 1.4 \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} = 2.8$

Le choix est de 4T8=2.01m² avec $e=25 \text{ cm}$

Sur appui : $\frac{A_s}{4} = 0.98 \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} = 1.96$

Le choix est de 2T8 =1.01 cm² avec $e=25\text{cm}$

Vérification de la Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.98 \text{ cm}^2$$

- **En travée :** $A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1.98 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifie}$
- **Sur appui :** $A_s = 3.93 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1.98 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifie}$

Vérification de l'Effort tranchant : On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

L'effort tranchant : $T_u = 46 \text{ KN}$

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

$$\tau_u = \frac{41.7 \times 10^3}{180 \times 1000} = 0.23 \text{ Mpa} \leq 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 41.7 \times 10^3 - \frac{46.32 \times 10^6}{0.9 \times 180} = -244.23 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Vérification des armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{41.7 \times 10^3}{180 \times 1000} = 0.23 \text{ Mpa} < 0.05f_{c28} = 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.7 Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

- **Vérification des contraintes du béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15$

- En appuis : $M_a = 0,5 \times M_{ser} = 0,5 \times 33.48 = 16.74 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_t = 0,85 \times M_{ser} = 0,85 \times 33.48 = 28.46 \text{ KN.m}$

Tableau III.7 : Vérification des contraintes du béton à l'ELS.

	$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Vérification
Appui	16.74	3.93	4.05	13686.14	4.99	15	Vérifiée

Chapitre III : Etude des éléments secondaire

Travée	28.46	5.65	4.7	18451.27	7.31	15	Vérifiée
---------------	-------	------	-----	----------	------	----	----------

Avec :

$$\begin{aligned}
 - & \quad b y^2 + 30 (A_s + A_s') y - 30 (A_s d + A_s' d') = 0 \quad A_s' = 0 \\
 - & \quad I = 1/3 b y^3 + 15 [A_s (d-y)^2 + A_s' (y - d')^2]
 \end{aligned}$$

• **Vérification de la flèche :**

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

$$\begin{aligned}
 & \frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M} \\
 - & \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{465} = 0.04 < \frac{1}{20} \frac{M_t}{M} = 0.042 \dots \dots \dots \text{pas vérifiée}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \frac{Ax}{bd} \leq \frac{e}{fe} \\
 - & \quad \frac{A_{st}}{b.d} = 0.0031 < \frac{4.2}{fe} = 0.0084 \dots \dots \dots \text{vérifiée}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\
 - & \quad \frac{h}{L} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{pas vérifiée}
 \end{aligned}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

La flèche totale : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$f_i = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = 21 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = 14.17 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5 \text{ cm} = 9.65$$

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15 A_s' \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = 72090.66 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 15878 \text{ cm}^4 \qquad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times d} = 329.2$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 30512 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = 6.77$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 1081$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = 2.71$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = 0.0031$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} = 0.59$$

Tableau III.8: Vérification de compression du béton.

$M_{ser}(\text{KNm})$	A_s (cm^2)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
45.08	5.65	0,0031	329.2	6.77	2.71	0,59	72090	15878	30512

Donc : $\Delta f_t = f_v - f_i = -6.83 < 9.65 \text{ mm} \dots \dots \dots$ vérifie

Schéma de ferrailage

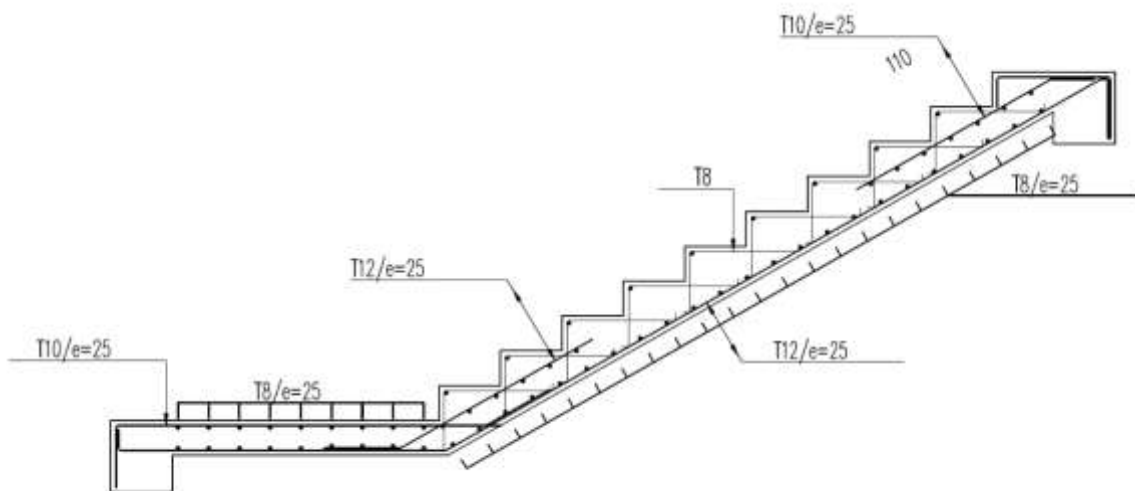


Figure III.6 : Ferrailage d'escalier.

III.4 Les balcons :

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, et se calcul comme une console en dalle pleine encastrée à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- Un poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps. Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

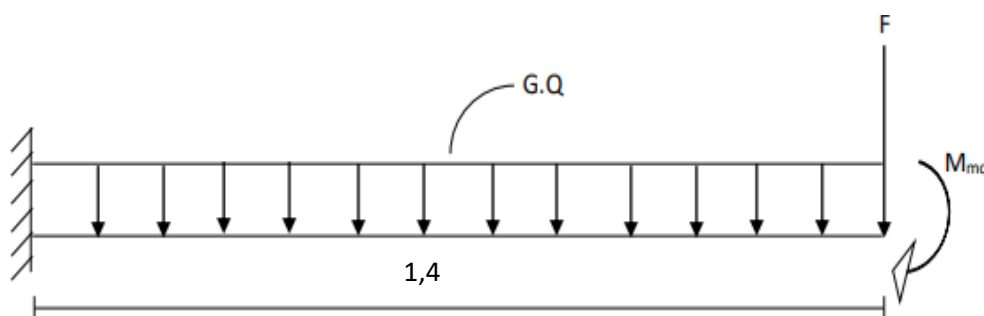


Figure III.7 : Schéma statistique du balcon.

III.4.1 Calcul des charges sollicitant le balcon :

- Charge permanente : Pour une bande de 1m : $G * 1m = 4,91 * 1 = 4,91 \text{ kN/m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ kN/m}$, pour une bande de 1m.
- Charge concentrée :

Chapitre III : Etude des éléments secondaire

- Enduit au ciment :0,36 kN/m²
 - Maçonnerie (ép=15cm) :1.35 kN/m²
 - Enduit au ciment :0,36 kN/m²
- F= 2.07 kN/m²

Pour une bande de 1m, F = 2.07 kN/m

- Moment due à la main courante : $M_{mc} = 1 * 2.07 = 2.07 \text{ kNm}$

• **Combinaisons des charges :**

Tableau III.9 : Les combinaisons des charges.

	ELU	ELS
q (kN/m)	11.87	8.41
F (kN)	2.79	2.07

• **Calcul des efforts internes :**

$$M(x) = - \left[Fx + \frac{qx^2}{2} \right] + M_{mc}$$

$$T(x) = -[F + qx]$$

Tableau III.10 : Efforts internes.

	ELU	ELS
M (kNm)	13.47	9.06
T (kN)	13.82	9.7

III.4.2 Calcul du ferrailage :

a. Armatures principales :

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire (bxh)=(100x15) cm²

Les données : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$, $f_{bc} = 14,16 \text{ MPa}$, $d = 13.5 \text{ cm}$, $f_e = 500 \text{ MPa}$

Tableau III.11 : Calcul des armatures longitudinales.

Mu (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	Z(cm)	$A_s(\text{cm}^2)$	Le choix	$A_s(\text{cm}^2)$	ESP (cm)
13.47	0,052	oui	0	0,07	13,12	2.36	5T8	2,51	25

$$S_t < \min \begin{cases} (33 \text{ et } 3h) \text{ pour une charge répartie} \\ (22 \text{ et } 2h) \text{ pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t < \min \left\{ \frac{33 \text{ cm}}{2h} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \right.$$

b. Armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 0,627 \leq A_r \leq 1,25$$

On adopte : 4T8 avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III.4.3 Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bd * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,3 \text{ cm}$$

b. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec :

$$\tau_u = \text{Min}(0,15f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = \frac{13,82 * 10^3}{1000 * 15} = 0,92 < 3,75 \text{ MPa} \quad \text{Vérfie}$$

d) Vérification de la flèche :

La vérification n'est pas nécessaire si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} = 0,107 \geq 0,0625 \dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} = 0,0018 < 0,0084 \dots\dots \text{Vérfiée}$$

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

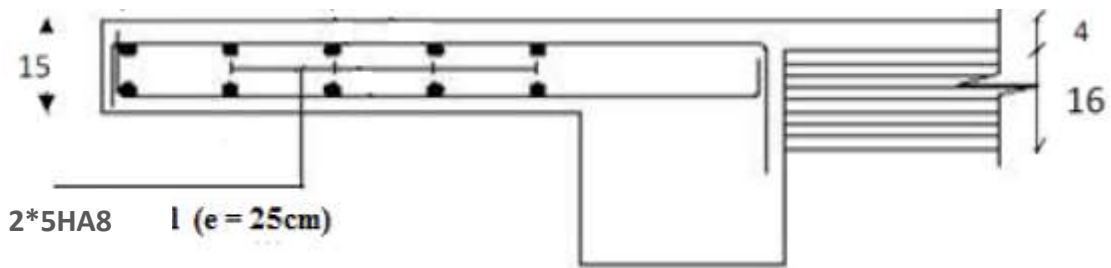


Figure III.8 : Ferrailage de la console.

III.5 Plancher à corps creux :

III.5.1 Pré dimensionnement des poutrelles :

Notre bâtiment comporte deux types de planchers constitués d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16x20x65) cm³ avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

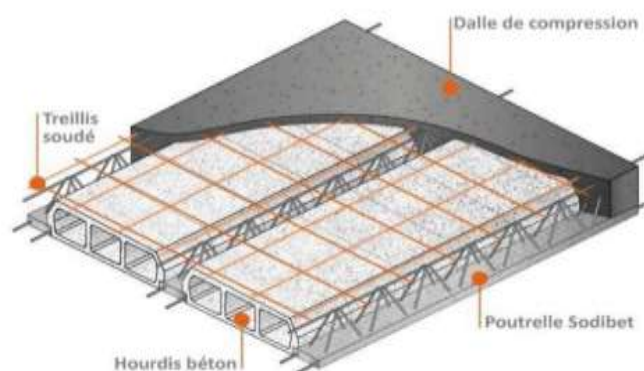


Figure III.9 : Plancher en corps creux

III.5.2 Ferrailage de la dalle de compression :

Chapitre III : Etude des éléments secondaire

La table de compression de 4 à 5 cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont le but de :

- limiter les risques de fissurations par retrait ;
- résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites ;
- répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles sont au plus égale à celles indiquées par le règlement (**BAEL 91/B.6.8,423**) qui sont : ^[1]

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L \leq 80\text{cm} & \rightarrow A = \frac{4L}{fe} \\ L \leq 50\text{cm} & \rightarrow A = \frac{200}{fe} \end{cases} \quad [3]$$

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

A. Les armatures parallèles aux poutrelles : ^[1]

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{fe}$$

Tel que : $L=65\text{cm}$; $Fe=235\text{MPa}$ (acier rond lisse)

$$A_{\perp} \geq \frac{4 * 65}{235} = 1,1\text{cm}^2/\text{ml}$$

Donc on obtient : $A_{\perp} = 1,1\text{cm}^2/\text{ml}$.

On prend : $5T6=1,41\text{cm}^2$

Avec un espacement : $S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$

B. Les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705\text{cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

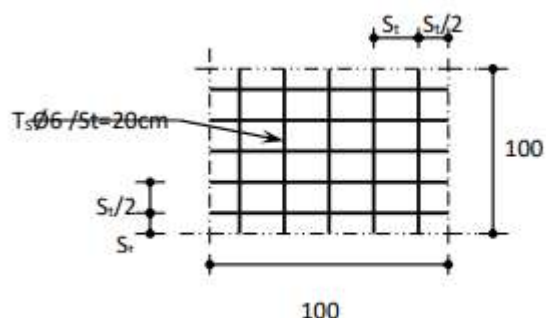


Figure III.10 : Ferrailage de la dalle de compression.

III.5.3. Etude des poutrelles :

La poutrelle pré fabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension $(12 \times 4) \text{ cm}^2$.

- Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- Critère de la continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

1. Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure :

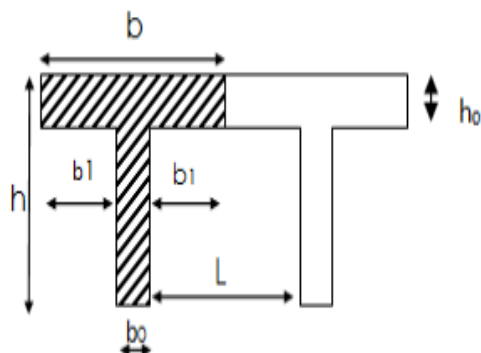


Figure.III.11 : Schéma de poutrelle.

$b = 65\text{cm}$: Distance entre axes de deux poutrelle.

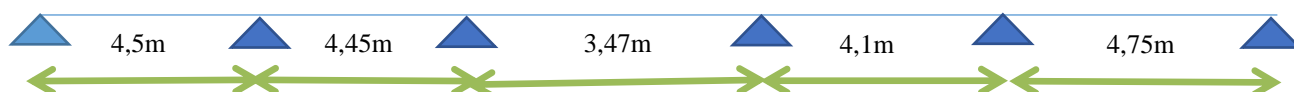
$h = (16+4)$: hauteur du plancher en corps creux.

$b_0 = 12\text{cm}$: largeur de la poutrelle.

$h_0 = 4\text{ cm}$: épaisseur de la dalle de compression.

b_1 : est le débord : $b_1 = \frac{(b-b_0)}{2} = \frac{(65-12)}{2} = 26,5\text{cm}$

Les deux dispositions de poutrelles à calculer :



2. Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront par la méthode suivante :

- **Méthode des éléments finis « ETABS/SAP » :**

Par cette méthode, les moments et les efforts tranchants seront calculés à l'aide de ces logiciels.

Etapas de calcul des poutrelles :

- 1) **Avant le coulage de la table de compression :**

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales. Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids de corps creux et le poids de la main d'œuvre.

- Poutrelle de travée $L = 4,75\text{m}$
- Poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$
- Poids du corps creux : $0,65 \times 0,2 \times 6 = 0,78 \text{ kN/ml}$
- Charge permanente : $G = 0,9 \text{ kN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$

Ferraillage à l'état limite ultime :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée)

- **Combinaisons des charges :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 2,19 \text{ kN / ml}$$

$$q_{ser} = G + Q = 1,55 \text{ kN / ml}$$

- **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} \rightarrow M_u = 6,17 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{8} \rightarrow M_{ser} = 4,37 \text{ kN.m}$$

- **Calcul des armatures :**

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$; hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,16 \text{ MPa}$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,57 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,16} \rightarrow \mu_u = \mathbf{9,01} \gg \mu_r = \mathbf{0,372}$$

⇒ Donc, les armatures de compression sont nécessaires.

Conclusion :

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaires afin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges soumises avant coulage. Ils sont en général distants de (0.80 à 1.20) m.

2) Après le coulage de la table de compression :

Après coulage de la dalle de compression, le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremements partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

3. Evaluation des charges aux poutrelles :

Plancher terrasse :

- Charge permanente : $G = 6,28 * 0,65 = 4,082 \text{ kN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 1 * 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$

Plancher courant étage 3ème jusqu'à 9ème :

- Charge permanente : $G = 5,29 * 0,65 = 3,43 \text{ kN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 1,5 * 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml}$

Plancher étage 1er et 2ème :

- Charge permanente : $G = 5,29 * 0,65 = 3,43 \text{ kN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 * 0,65 = 1,625 \text{ kN/ml}$

Combinaison des charges :

➤ Plancher terrasse :

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,485 \text{ kN / ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 4,732 \text{ kN / ml}$$

➤ Plancher courant étage 3ème jusqu'à 9ème :

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,6 \text{ kN / ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 4,08 \text{ kN / ml}$$

➤ Plancher étage 1er et 2ème :

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,068 \text{ kN / ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 5,055 \text{ kN / ml}$$

Conclusion : Le plancher de l'étage courant étage 1er est le plus sollicité.

Chapitre III : Etude des éléments secondaire

Calcul des efforts internes : Poutrelle à cinq travées :

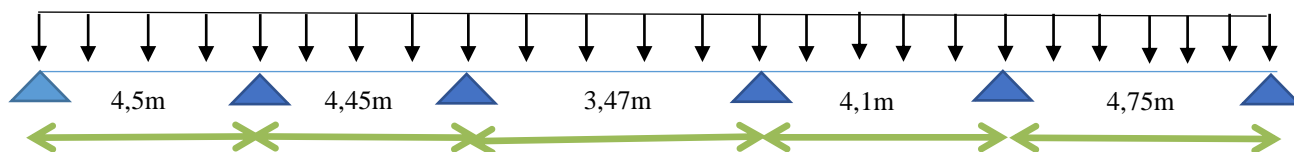


Figure.III.12 : Schéma statique de la Poutrelle à six travées.

Méthode : élément finis (SAAP2000)

Diagrammes des moments fléchissant :

ELU :

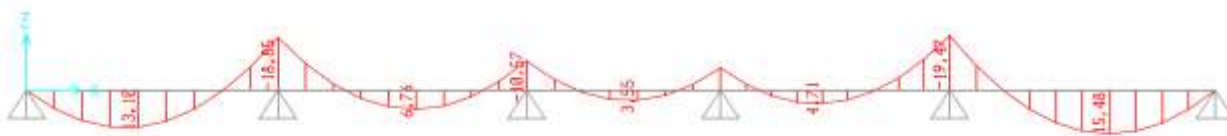


Figure.III.13 : Diagramme des moments fléchissant ELU.

ELS :

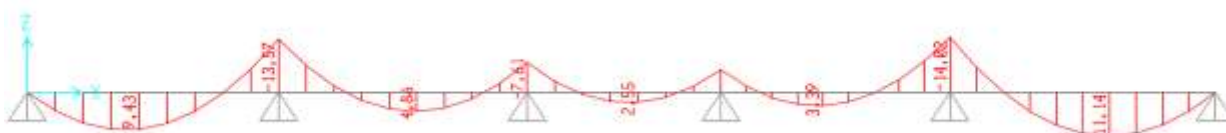


Figure.III.14 : Diagramme des moments fléchissant ELS.

Diagrammes des efforts tranchants :

ELU :

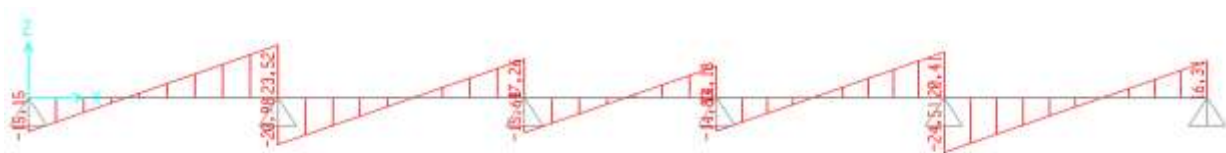


Figure.III.15 : Diagramme des efforts tranchants ELU.

ELS :

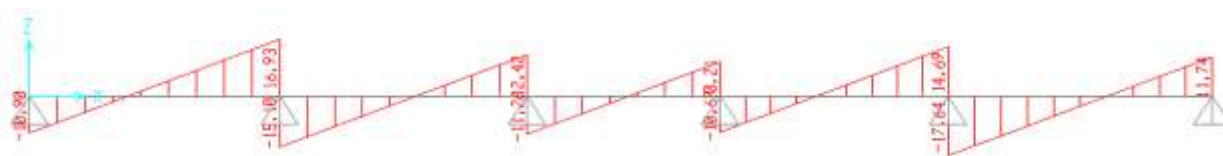


Figure.III.16 : Diagramme des efforts tranchants ELS.

Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable (le moment le plus grand en travée et sur appuis), et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

ELU : $M_{tu}^{max} = 15,48 \text{ kNm}$; $M_{au}^{max} = 19,47 \text{ kNm}$; $T_u^{max} = 24,51 \text{ kN}$

ELS : $M_{tu}^{max} = 11,4 \text{ kNm}$; $M_{au}^{max} = 14,02 \text{ kNm}$; $T_u^{max} = 17,64 \text{ kN}$

- **Calcul du ferrailage :**

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont :

$h = 20\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $b = 65\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $b_1 = 26,5\text{cm}$; $d = 0,9h = 18\text{cm}$; $\sigma_{bc} = 14,16\text{MPa}$;

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$

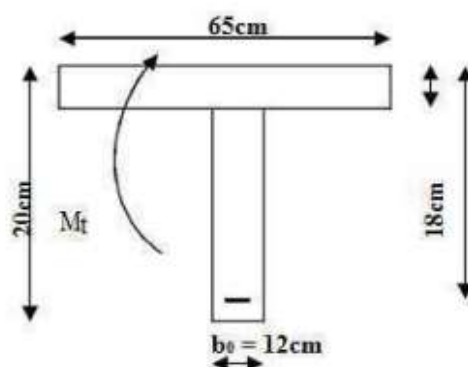


Figure.III.17 : Coupe schématique de la poutrelle.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.

Chapitre III : Etude des éléments secondaire

- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 58,9kNm$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme on aura :

Tableau.III.12 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.

$M_{tu}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A'_s(cm^2)$	α	Z(cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
15,48	0,051	Oui	0	0,066	17,52	Oui	10‰	435	2,03

Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12 ($A_s = 3,39 \text{ cm}^2$)

- Ferrailage sur appuis :

On a : $M_{au}^{max} = 19,47 \text{ kNm} < M_{tab}$

Tableau.III.13 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.

$M_{tu}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A'_s(cm^2)$	α	Z(cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
19,47	0,353	Oui	0	0,57	13,86	Oui	10‰	435	3,23

Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,20 \text{ cm}^2$$

Choix : 1T14+1T16(chapeau) ($A_s = 3,55 \text{ cm}^2$)

➤ **Vérifications :**

- **Effort tranchant :**

La vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable : $T_u^{max} = 24,51 \text{ kN}$

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

Tel que : $\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5MPa \right] = 3,33MPa \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0d_u} = 1,13 < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Au voisinage des appuis :**

- **Appuis de rives :**

Vérification de la compression du béton :

On a : $T_u = 16,31 \text{ kN}$ d'appui de rive, alors que :

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_b = \frac{16,31 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,83 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,66 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,37 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**

Vérification de la compression du béton :

On a : $T_u = 24,51 \text{ kN}$ d'appui de rive, alors que :

$$\sigma_b = \frac{24,51}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_b = \frac{24,51 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 1,26 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,66 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,56 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Vérifications à l'ELS :**

- **Vérification des contraintes du béton :**

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé. La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

- **Détermination de l'axe neutre :**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

Chapitre III : Etude des éléments secondaire

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

Avec: $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b = 65\text{cm}$ (travée) ; $b_0 = 12\text{cm}$ (appui) ; $c = c' = 2\text{cm}$; $A_s' = 0$

Y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$I = 1/3 b y^3 + 15 [A_s (d-y)^2 + A_s' (y - d')^2]$$

Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée

Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A_s')]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s - c'A_s')] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 - A_s'(y - d')^2] \end{cases}$$

Tableau III.14: Vérification de la contrainte de béton.

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Travée	11,4	3,39	3,66	5680,79	2,07	18	Vérifiée
Appui	14,02	3,39	3,59	5500,11	2,43	18	Vérifiée

- **Vérification de la flèche :**

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec : $h = 20\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$; $L = 4,75\text{m}$; $M_{tser} = 3,22 \text{ kNm}$; $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; On trouve :

- $\frac{h}{L} = 0,042 < 0,0625 \Rightarrow$ non vérifiée
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,015 > 0,0084 \Rightarrow$ non vérifiée
- $\frac{h}{L} = 0,042 > 0,014 \Rightarrow$ vérifiée

Puisque les conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$ si $L \geq 5m$

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

Donc : $\bar{f} = \frac{475}{500} = 0,95cm$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

Position de l'axe neutre « y_1 » :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » :

$$I_0 = \frac{b}{3}y_1^3 + \frac{b_0}{3}(h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3}(y_1 - h_0)^3 + 15A_s(d - y_1)^2$$

Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec : $\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)}$ Pour la déformation instantanée

$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)}$ Pour la déformation différée

$\delta = \frac{A_s}{b_0 \cdot d}$: Pourcentage des armatures

$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$: Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \quad \lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)}$$

Tableau III.15: Calcul de la flèche.

Chapitre III : Etude des éléments secondaire

$M_{ser}(kNm)$	$A_s (cm^2)$	$y_1(cm)$	δ	σ_s	λ_i	λ_v	μ	$I_0 (cm^4)$	$I_{fi} (cm^4)$	$I_{fv} (cm^4)$
3,73	3,39	8,055	0,012	98,78	3,915	1,56	0,411	16453,75	6937,01	10025,68

Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164 MPa$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818 MPa$$

Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_s L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = 0,3 \text{ cm}$$

Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = 0,77 \text{ cm}$$

Donc : $\Delta f_t = f_v - f_i = 4,7 mm < 9.99 mm \dots\dots\dots$ vérifié

- **Calcul des armatures transversales et l'espacement :**

Selon le « BAEL 99 modifié 99 » :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} & K = 1 \quad \text{Art A 5.1.2.3} \\ S_t \leq \min\{0,9d; 40cm\} & \text{Art A 5.1.2.3} \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4 MPa\right\} & \text{Art A 5.1.2.2} \end{cases}$$

RPA 99 ver 2003 : A 7.5.2.2

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) & \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donné par **BAEL 91 modifiée 99** :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{20}{35}; 1; \frac{12}{10}\right) = 0,571 \text{ cm}$$

$\phi_t = 6\text{mm}$: Diamètre minimum des armatures longitudinales.

Donc :

Selon le « BAEL 99 modifié 99 » :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,0075\text{cm} \\ S_t \leq 16,2\text{cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0,0096\text{cm} \end{cases}$$

RPA 99 ver 2003 : A 7.5.2.2

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036\text{cm} \\ S_t \leq 5\text{cm} \\ S_t \leq 10\text{cm} \end{cases}$$

Nous choisissons un cadre de $\phi 8$ et on adapte $\phi_t = 6\text{mm}$ avec $A_{st} = 2T6 = 0,57\text{cm}^2$

Espacement d'un cadre :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 15,83\text{cm}$$

Donc : $\begin{cases} S_t = 5\text{cm} & \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} & \text{Zone courante} \end{cases}$

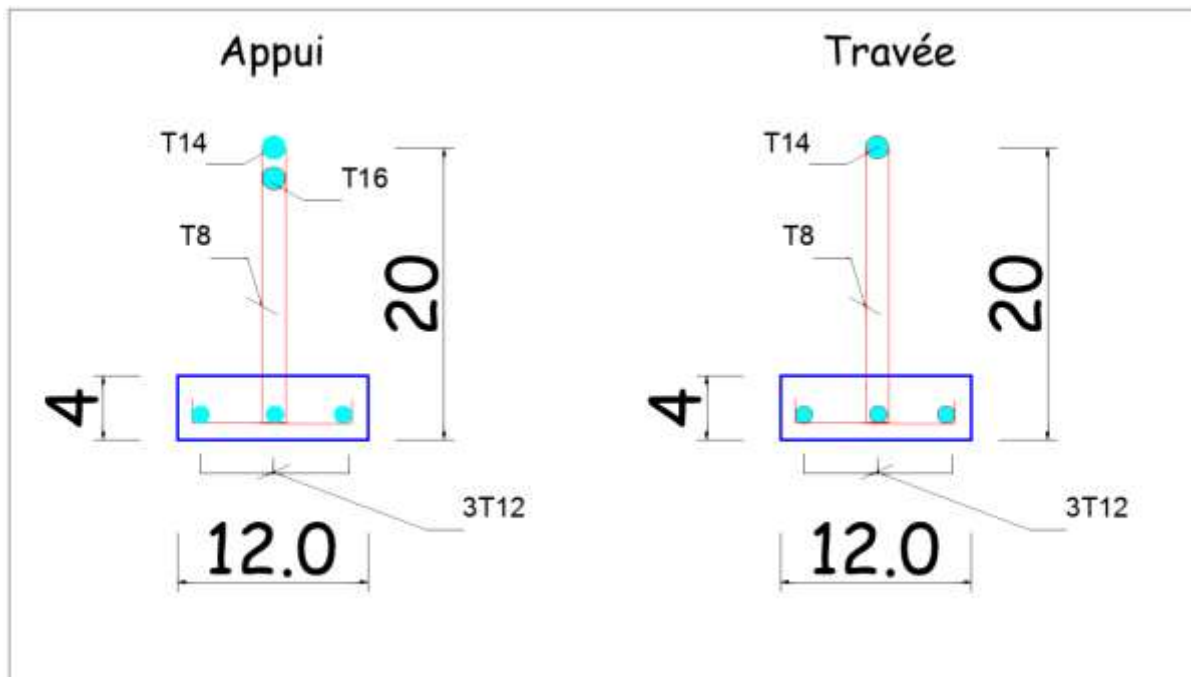


Figure. III.18: Ferrailage des poutrelles en Travée et en Appuis.

III.6 Conclusion :

Le ferrailage des éléments secondaires en génie civil est une étape fondamentale pour garantir des structures solides et durables. En combinant les propriétés du béton et de l'acier, le ferrailage permet de construire des ouvrages capables de résister aux charges et aux contraintes imposées par l'environnement, assurant ainsi la sécurité et la fiabilité des constructions.

IV.1. Introduction :

L'étude dynamique consiste à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique. Cette dernière nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure. Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

L'objectif de ce chapitre est de donner un modèle de structure qui vérifie les critères de sécurité imposés par le règlement parasismique Algérien **RPA99/version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ROBOT version 2014**.

IV.2. Etude dynamique :

IV.2.1. Objectifs 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 ses vibrations libres. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente est souvent très complexe, c'est pourquoi ; on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2.4. Modélisation de la structure :

Nous avons choisi d'utiliser le logiciel ROBOT (version 14) pour analyser la structure de notre projet. ROBOT est un outil informatique largement utilisé et reconnu dans l'industrie de l'ingénierie. Il facilite la modélisation précise de la structure et permet de réaliser des analyses dynamiques complexes. Son interface conviviale simplifie l'utilisation du logiciel et l'interprétation des résultats. Il est important de suivre les bonnes pratiques de modélisation et de validation pour garantir des résultats fiables. En conclusion, ROBOT est un outil puissant et efficace pour analyser la structure de notre projet.

IV.3. Etude sismique :

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif.

La détermination de la réponse de la structure peut se faire par trois méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

- **Analyse temporelle :**

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

- **Analyse modale spectrale :**

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

- **Calcul statique équivalent :**

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- Le mode fondamental est seul pris en compte.
- La déformée du mode fondamental est arbitrairement assimilée à une droite pour les structure à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

IV.3.1. Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par :

- La sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.
- Le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.

L'analyse modale est basée sur les observations suivantes :

- La réponse d'une structure est prépondérante au voisinage de certaines fréquences de résonance.
- Le comportement de la structure pour ces fréquences particulières est appelé mode de vibration.
- Le comportement global peut être considéré comme la combinaison des contributions des différents modes.

L'analyse dynamique – méthode modale spectrale – peut être appliquée pour tout type de structure (bâtiments irréguliers, ouvrages à risque spécial qu'ils soient réguliers ou irréguliers).

D'après le **RPAv2003[2]**, la méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas vérifiée.

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable car la structure est en zone III de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

IV.3.2. Spectre de réponse [2] :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur, ($g = 9,81N$).

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

- La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des 'n' modes utiles considérés dans le calcul de la réponse.
- Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenu sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

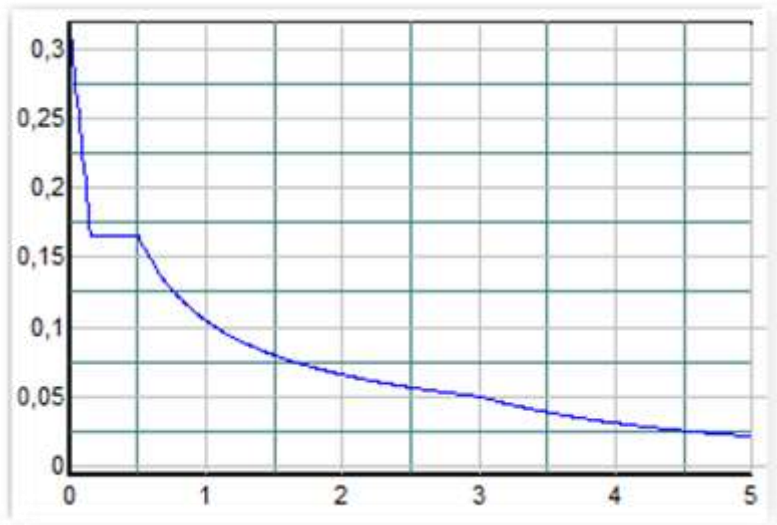


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

IV.3.3. Procédure de calcul :

a. Calcul de la force sismique totale (statique équivalente) :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

❖ **Coefficient d'accélération de zone A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau IV.1 selon la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau IV.1: Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Dans notre cas : on a un bâtiment d'habitation collective, sa hauteur ne dépasse pas 48m, donc il est de Groupe 2 (ouvrage d'importance moyenne). Ce qui implique A=0,25.

❖ Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure où :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

➤ La catégorie de site est : sol meuble S3 : $\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,50s \end{cases}$

➤ Le facteur de correction d'amortissement est fonction du pourcentage critique ξ où :
 $\xi = 7\%$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0,88$$

➤ La période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T_f) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par le "RPA 99 v2003" :

- Soit : $T_f = C_T (h_N)^{3/4}$

h_N : La hauteur du bâtiment mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (h).

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Dans notre cas on a : $C_T = 0,05$.

$$T_f = 0,050 (31.62)^{3/4} = 0,66 * 1.3 = 0.86 \text{ s.}$$

- Par ailleurs : $T_f = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}}$

Avec :

h_N : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

- Suivant la direction (x - x) : $T_{fx} = \frac{0,09 \times 31,62}{\sqrt{21,57}} = 0,61 * 1,3 = 0,79s.$
- Suivant la direction (y - y) : $T_{fy} = \frac{0,09 \times 31,62}{\sqrt{13,90}} = 0,76 * 1,3 = 0,98s.$
- Par ailleurs : la période de logiciel ROBOT

Cas/Mode		Période [sec]
5/	1	1,45
5/	2	1,34
5/	3	1,01

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = \min (0,85 ; 0,79) = 0,79 \\ T_y = \min (0,86 ; 0,98) = 0,86 \end{cases}$$

$$D'où : D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \quad \dots\dots\dots [2] \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} (3,0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,5 * 0,88 * \left(\frac{0,5}{0,79}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,62 \\ D_y = 2,5 * 0,88 * \left(\frac{0,5}{0,86}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,53 \end{cases}$$

❖ **Facteur de qualité Q :**

Il 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.

Le tableau suivant présente les pénalités à retenir selon le tableau 4.4 du **RPA99 ver 2003** :

Tableau IV.2 : Valeurs de pénalités « P_q ».

critère q	P_q			
	suivant x		suivant y	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1- condition minimale sur les files de contreventement	0	-	-	0,05
2-Redondances en plan	0	-	0	-
3- Régularité en plan	-	-	0	-
4- Régularité en élévation	-	-	0	-
5-Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	-	0,05
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,05	-	0,05
Totale	0,10		0,15	

$$Q_x = 1 + \sum_1^6 P_q = 1,10 \quad \text{Et} \quad Q_y = 1 + \sum_1^6 P_q = 1,15$$

❖ **Le poids total de la structure :**

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{et} \quad w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

Où :

β : est la valeur du coefficient de pondération, selon le tableau 4.5 **RPA99 ver 2003** notre structure est classée dans le cas 1 : Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés donc $\beta = 0,2$.

❖ **Coefficient de comportement R :**

Il est en fonction du système de contreventement, on prendra : $R = 3.5$ (Mixte portique /voile avec interaction). Il faut justifier cette valeur en fin de chapitre.

$$V = \begin{cases} V_x = \frac{(0,25)(1,62)(1,10)}{3.5} w \rightarrow V_x = 0,127 W \\ V_y = \frac{(0,25)(1,53)(1,15)}{3.5} w \rightarrow V_y = 0,125 W \end{cases}$$

b. Résultante des forces sismiques (de calcul) :

L'une des 1^{ères} vérifications préconisées par le « RPA99 v 2003 » est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$.

c. Vérification des déplacements inter étage :

On doit vérifier que :

$$\Delta_k^x \leq \bar{\Delta} \text{ et } \Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$$

$$\text{Où } \bar{\Delta} = 0.01h_e$$

Avec :

$$\delta_k^x = R\delta_{ek}^x \text{ et } \delta_k^y = R\delta_{ek}^y$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \text{ et } \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

- Δ_k^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_k^y).
- 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).

Si Les déplacements inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.

L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable.

Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

IV.3.4. Résultats de l'analyse dynamique :

- Model initial :

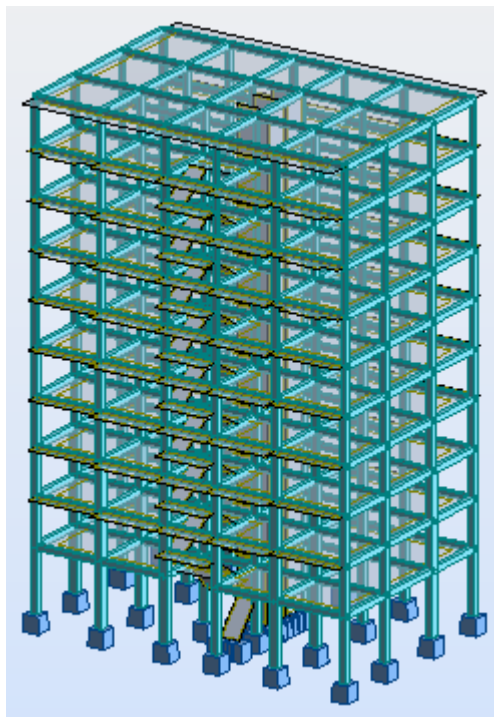


Figure IV.2 : Model initial.

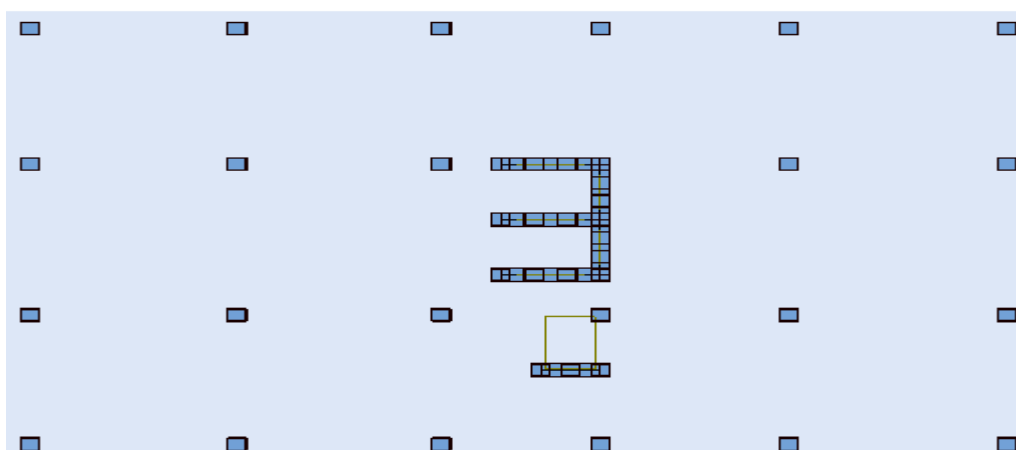


Figure IV.3 : Disposition des voiles de modèle initial.

a. Résultats de l'analyse modale :

Tableau IV.3 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial.

Mode	Facteur de participation massique (%)						
	Période	Ux	Uy	Uz	Sum Ux	Sum Uy	Sum Uz
1	1,45	0,1	8,81	0	0,1	8,81	0
2	1,34	73,29	9,28	0	73,19	0,47	0
3	1,01	73,79	72,41	0	0,5	63012	0
4	0,52	73,89	73,68	0	0,1	1,27	0
5	0,4	88,83	73,82	0	14,94	0,14	0
6	0,3	88,87	73,82	0	0,04	0,01	0
7	0,29	88,94	89,83	0	0,07	16,01	0
8	0,21	89,06	89,9	0	0,12	0,07	0
9	0,2	93,82	90,15	0	4,77	0,25	0
10	0,16	93,84	90,26	0	0,02	0,11	0

Remarque : Les résultats du tableau précédent correspondent à la structure initiale comportant uniquement les voiles de la cage d'escalier.

b. Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période du 1^{er} Mode $T_1 = 1,45$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.
- Le premier mode est un mode de torsion.
- Le deuxième mode est un mode de translation parallèlement à l'axe x.
- Le troisième mode est un mode de translation parallèlement à l'axe y.

c. Résultantes des forces sismiques :

- $W = 30810.33\text{kN}$
- $V^x = 4090.71\text{kN}$
- $V^y = 3866.85\text{kN}$
- $\Rightarrow 0,8V^x = 3272.57\text{kN}$ et $0,8V^y = 3093.48\text{kN}$
- $F_1 = V_t^x = 2264.61\text{kN}$ et $F_2 = V_t^y = 2535.70\text{kN}$.

$$V_t^x < 0,8V_x \Rightarrow r_x = 1.45 \quad \text{et} \quad V_t^y < 0,8V_y \Rightarrow r_y = 1,22$$

Les calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Récapitulatif des calculs.

Sens	A	D	Q	R	W (KN)	V (KN)	0,8V (KN)	V _t (KN)	R
X-X	0,25	1,62	1,10	3.5	30810.33	4090.71	3272.57	2264.61	1,45
Y-Y	0,25	1,53	1,15	3.5	30810.33	3866.85	3093.48	2535.70	1,22

- **Remarque :**

D'après l'RPA99 v2003... [2]. On doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient r_x (ou r_y) selon la direction.

d. Vérification des Déplacements inter étage :

$$r_x = 1,27 ; r_y = 1,15$$

Tableau IV.5 : Vérification des déplacements latéraux inters étage du modèle initial.

Etage(m)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation	
10	2,3	1,8	3,06	vérifiée	vérifiée
9	2,5	1,9	3,06	vérifiée	vérifiée
8	2,7	2,1	3,06	vérifiée	vérifiée
7	2,8	2,1	3,06	vérifiée	vérifiée
6	2,9	2,1	3,06	vérifiée	vérifiée
5	2,8	2,0	3,06	vérifiée	vérifiée
4	2,7	2,0	3,06	vérifiée	vérifiée
3	2,4	1,7	3,06	vérifiée	vérifiée
2	2,2	1,4	3,06	vérifiée	vérifiée
1	1,6	1,3	4,08	vérifiée	vérifiée

- **Conclusion :**

Les modes de vibrations ne sont pas vérifiés, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on doit ajouter des voiles :

- De manière symétrique.
- Rajouter des voiles dans la structure.
- Le plus éloigné possible du centre de rigidité.

- **Model N°1 :**

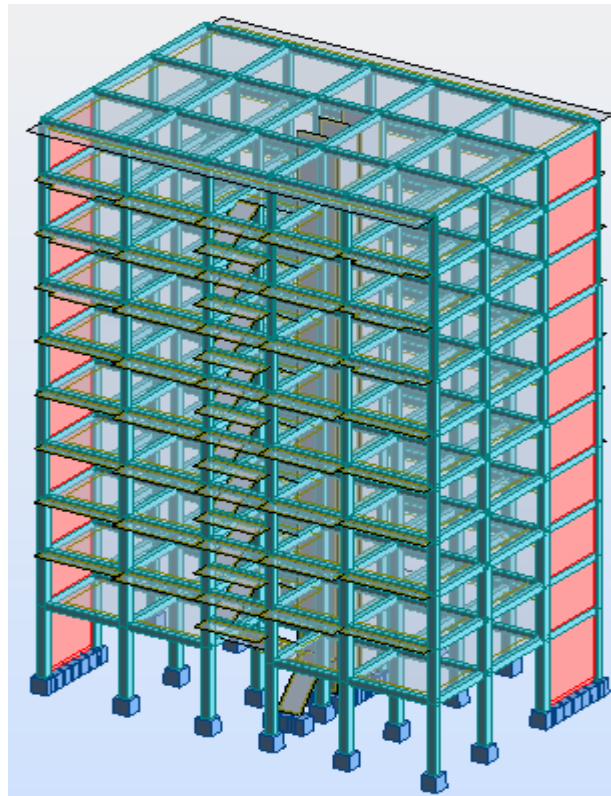


Figure IV.4 : Modèle 1.

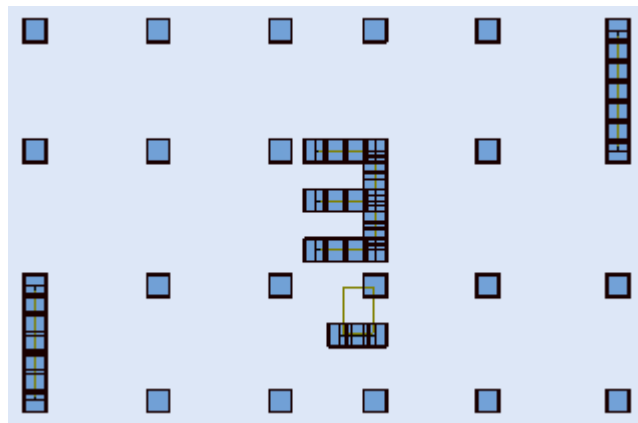


Figure IV.5 : Disposition des voiles de modèle N°1.

a. Résultats de l'analyse modale :

Tableau IV.6 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle N°1.

Mode	Facteur de participation massique (%)						
	Période	Ux	Uy	Uz	Sum Ux	Sum Uy	Sum Uz
1	1,36	73,47	0,08	0	73,47	0,08	0
2	0,87	73,57	45,47	0	0,1	45,39	0
3	0,77	73,6	68,27	0	0,03	22,8	0
4	0,41	88,54	68,29	0	14,94	0,02	0
5	0,21	89,5	80,63	0	0,96	12,34	0
6	0,18	93,6	87,35	0	0	3,94	0
7	0,14	93,67	87,35	0	0,07	0	0
8	0,13	95,77	87,5	0	0	0,15	0
9	0,12	95,77	87,5	0	0	0,01	0
10	0,11	95,78	87,51	0	0	0	0
11	0,1	96,3	88,05	0	0,51	0	0
12	0,1	96,84	91,18	0	0,06	1,42	0
13	0,09	96,86	91,51	0	0,02	0,34	0
14	0,09	96,89	91,98	0	0,02	0,06	0
15	0,09	96,9	92,42	0	0	0,44	0

b. Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période du 1^{er} Mode $T_1 = 1,36$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 6^{ème} mode.
- Le premier mode est un mode de translation parallèlement à l'axe x.
- Le deuxième mode est un mode de torsion.
- Le troisième mode est un mode de torsion.

c. Résultantes des forces sismiques :

Les calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Récapitulatif des calculs.

Sens	A	D	Q	R	W (KN)	V (KN)	0,8V (KN)	V _t (KN)	R
X-X	0,25	1,62	1,10	3.5	32144,43	4267,84	3414,27	3000,99	1,14
Y-Y	0,25	1,53	1,15	3.5	32144,43	4034,29	3227,43	3431,65	ok

d. Vérification des Déplacements inter étage :

$$r_x = 1,14 \quad ; \quad r_y = \text{ok}$$

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements latéraux inters étage.

Etage(m)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation	
10	2,4	1,9	3,06	vérifiée	vérifiée
9	2,6	1,7	3,06	vérifiée	vérifiée
8	2,9	1,7	3,06	vérifiée	vérifiée
7	2,9	1,7	3,06	vérifiée	vérifiée
6	3,1	1,6	3,06	non vérifiée	vérifiée
5	3,08	1,5	3,06	non vérifiée	vérifiée
4	2,9	1,4	3,06	vérifiée	vérifiée
3	2,6	1,1	3,06	vérifiée	vérifiée
2	2,3	0,8	3,06	vérifiée	vérifiée
1	1,7	0,6	4,08	vérifiée	vérifiée

- **Conclusion :**

Les déplacements latéraux inter étage suivant la direction x-x dépassent les valeurs admissibles il faut encore augmenter la rigidité latérale de la structure suivant x-x.

- D'après "RPA99 version 2003" ... [2], les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le règlement.

- **Modèle finale :**

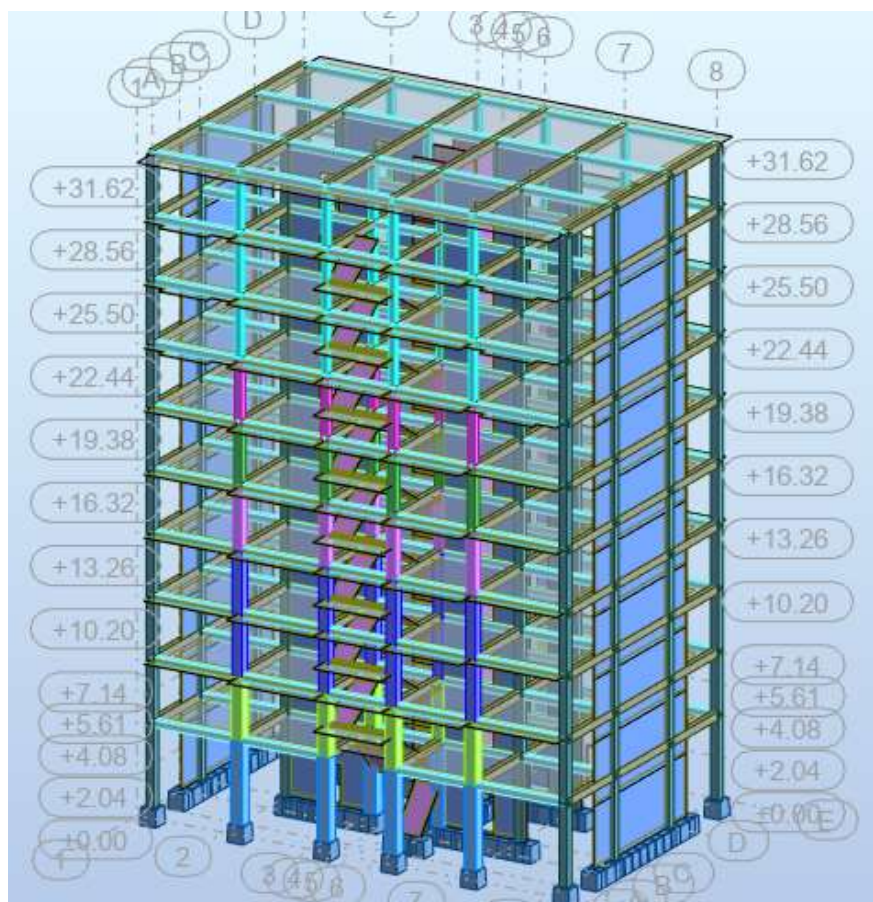


Figure IV.6 : Modèle finale.

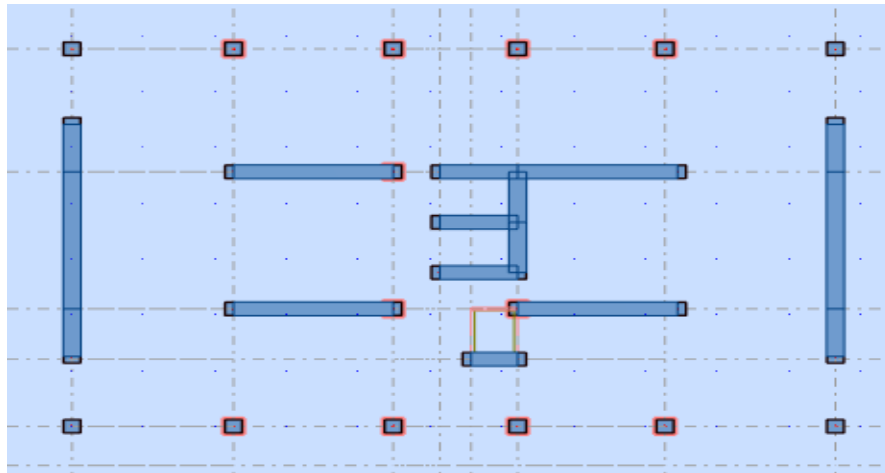


Figure IV.7 : Disposition des voiles de modèle finale.

a. Résultats de l'analyse modale :

Tableau IV.9 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle finale.

Mode	Période	Facteur de participation massique (%)					
		Ux	Uy	Uz	Sum Ux	Sum Uy	Sum Uz
1	0,59	67,54	0,54	0	67,54	0,54	0
2	0,54	0,65	68,07	0	68,2	68,61	0
3	0,45	0,61	0,31	0	68,81	68,92	0
4	0,22	0,18	9,64	0	68,99	78,56	0
5	0,19	0,27	5,2	0	69,26	83,76	0
6	0,16	16,22	0,16	0	85,48	83,92	0
7	0,12	0,01	0,64	0	86,44	85,6	0
8	0,1	0	0,19	0	86,44	88,03	0
9	0,09	0,01	0,01	0	86,45	88,04	0
10	0,09	0	0,03	0	86,45	88,08	0
11	0,09	0	0,02	0	86,45	88,1	0
12	0,09	0	0,01	0	86,45	88,11	0
13	0,08	0,02	0,01	0	86,47	88,15	0
14	0,08	0,76	0,52	0	87,24	88,74	0
15	0,08	1,47	0,02	0	89,37	88,76	0
16	0,08	0	0,05	0	91,86	89,22	0
17	0,08	0	0,29	0	91,86	89,51	0
18	0,07	0,02	0	0	91,88	89,71	0
19	0,07	0,01	0	0	91,89	89,77	0
20	0,07	0	0,11	0	91,89	89,87	0
21	0,07	0	3,04	0	91,89	92,91	0

b. Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0.59s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 16^{ème} mode.
- Le premier mode est un mode de translation suivant x.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant y.
- Le troisième mode est un mode de torsion.

c. Résultantes des forces sismiques :

Les calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : Récapitulatif des calculs.

Sens	A	D	Q	R	W (KN)	V (KN)	0,8V (KN)	V _t (KN)	r
X-X	0,25	1,62	1,10	3.5	34959,79	4439,83	3551,86	3582,67	ok
Y-Y	0,25	1,71	1,15	3.5	34959,79	4919,69	3935,75	4341,02	ok

d. Vérification des Déplacements inter étage :

$$r_x = 1,00 ; r_y = 1,00$$

Tableau IV.11 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Final.

Etage(m)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation	
10	0.48	0.45	3,06	vérifiée	vérifiée
9	1.25	1,11	3,06	vérifiée	vérifiée
8	0.98	0.88	3,06	vérifiée	vérifiée
7	1.12	1,02	3,06	vérifiée	vérifiée
6	1.26	1,12	3,06	vérifiée	vérifiée
5	1.33	1,16	3,06	vérifiée	vérifiée
4	1.36	1,23	3,06	vérifiée	vérifiée
3	1.33	1.19	3,06	vérifiée	vérifiée
2	1.26	1.15	3,06	vérifiée	vérifiée
1	1.16	1.16	4,08	vérifiée	vérifiée

Conclusion :

- Les déplacements latéraux inter-étage et la force sismique a la base sont vérifiés.

IV.4. Vérification spécifique aux sollicitations normales :

a. Vérification effort normal réduit :

Les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30 \dots \dots \dots [2].$$

Avec :

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA)

Tableau IV.12 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux.

Niveaux	N_d (KN)	Section (cm ²)	Bc (cm ²)	ν	Obs	Section corrigée (cm ²)	Bc (cm ²)	ν	Obs
P9	178.63	30x30	900	0,07	<0,3	30x30	900	0,08	<0,3
P8	378.31	30x30	900	0,16	<0,3	30x30	900	0,17	<0,3
P7	700.38	30x30	900	0,26	<0,3	35x35	1225	0,23	<0,3
P6	852.32	35x35	1225	0,27	<0,3	35x35	1225	0,27	<0,3
P5	1097.73	35x35	1225	0,45	>0,3	40x40	1600	0,27	<0,3
P4	1156.89	40x40	1600	0,38	>0,3	40x40	1600	0,289	<0,3
P3	1501.94	40x40	1600	0,40	>0,3	45x45	2025	0,29	<0,3
P2	1515.26	45x45	2025	0,38	>0,3	45x45	2025	0,29	<0,3
P1	1812.36	45x45	2025	0,42	>0,3	50x50	2500	0,289	<0,3
RDC	1871.22	45x45	2025	0,47	>0,3	50 x50	2500	0,29	<0,3

IV.5. Justification du choix du coefficient de comportement [2].

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par l'RPA99 v2003, Les voiles de contreventement doivent reprendre au moins 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

IV.5.1. Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles : [2]

L'effort normal total à la base de la structure $P_{tot} = 28285,08\text{kN}$.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 6796,9\text{kN}$.

$$P_{voiles} / P_{tot} = 24,03 \% < 20 \%$$

Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

IV.5.2. Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques :

- Sens x :

Tableau IV.13 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x.

Etage	V_{Tot} (kN)	V_{port} (kN)	V_{Tot} (%)	V_{port} (%)
9 ^{ème}	3394,45	824,88	100	24,300844
8 ^{ème}	6206,77	1417	100	22,8299099
7 ^{ème}	9022,17	1877,35	100	20,8081869
6 ^{ème}	11837,58	2257,5	100	19,0706209
5 ^{ème}	14639,23	2580,47	100	17,6270883
4 ^{ème}	17440,88	2871,98	100	16,4669443
3 ^{ème}	20242,53	3132,76	100	15,4761287
2 ^{ème}	22995,73	3346,35	100	14,5520494
1 ^{er}	25748,93	3508,3	100	13,6250322
RDC	28285,08	3582,63	100	12,6661477

- **Sens-y :**

Tableau IV.14 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y.

Etage	V _{Tot} (kN)	V _{port} (kN)	V _{Tot} (%)	V _{port} (%)
10 ^{ème}	28285,08	1995,66	100	12,6661477
9 ^{ème}	3394,45	2127,37	100	24,300844
8 ^{ème}	6206,77	2513,50	100	22,8299099
7 ^{ème}	9022,17	2276,78	100	20,8081869
6 ^{ème}	11837,58	2596,78	100	19,0706209
5 ^{ème}	14639,23	2201,97	100	17,6270883
4 ^{ème}	17440,88	1668,28	100	16,4669443
3 ^{ème}	20242,53	1807,28	100	15,4761287
2 ^{ème}	22995,73	1117,38	100	14,5520494
1 ^{er}	25748,93	1099,74	100	13,6250322
RDC	28285,08	1020,36	100	12,6661477

- **Conclusion :**

Etant donné que :

- Les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, moins de 25% de l'effort tranchant dans chaque étage.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (R=3.5) est **justifié**.

IV.6. Justification vis à vis de l'effet P- Δ : [2]

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 :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [2] (5.6)}$$

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"

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.15 : Calcul de θ_x et θ_y .

Niveaux	P_K (kN)	V_{Kx} (kN)	V_{Ky} (kN)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	h_K (m)	θ_x	θ_y	$\theta(x,y) \leq 0,1$
RDC	- 28285,08	3582,63	4341,20	1.16	1.16	4.08	0,025155829	0,007984679	OK
9 ^{ème}	-3394,45	824,88	999,70	0.48	0.45	3,06	0,022861574	0,015534824	OK
8 ^{ème}	-6206,77	1417,00	1769,38	1,25	1,11	3,06	0,027197437	0,016049117	OK
7 ^{ème}	-9022,17	1877,35	2364,92	0.98	0.88	3,06	0,034551509	0,017454249	OK
6 ^{ème}	- 11837,58	2257,50	2835,16	1.12	1.02	3,06	0,039413189	0,019102577	OK
5 ^{ème}	- 14639,23	2580,47	3227,83	1.26	1,12	3,06	0,044494798	0,020749813	OK
4 ^{ème}	- 17440,88	2871,98	3576,48	1.33	1,16	3,06	0,047629585	0,020717365	OK
3 ^{ème}	- 20242,53	3132,76	3883,63	1.36	1,23	3,06	0,050678935	0,020440276	OK
2 ^{ème}	- 22995,73	3346,35	4122,61	1.33	1,19	3,06	0,049405704	0,018228609	OK
1 ^{ème}	- 25748,93	3508,30	4278,40	1.26	1.15	3,06	0,045571638	0,013767479	OK
RDC	- 28285,08	3582,63	4341,20	1.16	1.16	4.08	0,025155829	0,007984679	OK

• **Conclusion :**

L'effet P- Δ est négligé car $\theta(x,y) \leq 0,1$ à tous les niveaux, donc ce sont les éléments de la structure correspondant au modèle finale qui seront ferrailés dans le chapitre V.

V.1. Introduction :

Le présent chapitre consiste à calculer le ferrailage des éléments résistants de notre structure et de vérifier leurs résistances vis-à-vis les différentes sollicitations.

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**. Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Poteaux
- Poutres
- Voiles

V.2. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

➤ **Situation durable :**

- Béton : $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$
- Acier : $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s=435\text{MPa}$

➤ **Situation accidentelle :**

- Béton : $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=18.47\text{MPa}$
- Acier : $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s=500\text{MPa}$

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

a. Selon CBA 93 :

Situation durable : $ELU : 1,35G+1,5Q$

$ELS : G+Q$

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle : $G+Q+E$ et $0,8G\pm E$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr})
- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr})
- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr})

Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après les **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet

- Leur pourcentage minimal est de :0,9%.
- Leur pourcentage maximal est de :3%.bh en zone courante (Z.C)
6% .bh en zone de recouvrement (Z.R)
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\emptyset$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Méthode de calcul :

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons

N.B : On utilise Le logiciel de SOCOTEC pour le ferrailage des sections

➤ **Situation durable :**

- Combinaison : $1,35G+1,5Q$

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

$(N^{\max}, M^{\text{corr}})$:

Tableau V.1 : Ferrailages des poteaux situation durable $(N^{\max}, M^{\text{corr}})$.

Niveau	Section	N^{\max}	M^{corr}	As	As'	As _{min}
(8+9)ème	30 × 30	-78.58	20.60	0.89	0	8.1
(6+7) ème	35 × 35	-223.27	17.41	0	0	11.025
(4+5) ème	40 × 40	-377.94	17.20	0	0	14.4
(2+3) ème	45 × 45	-546.24	15.93	0	0	18.225
RDC + 1 er	50 × 50	-701.37	13.87	0	0	22.5

$(N^{\min}, M^{\text{corr}})$:

Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux situation durable $(N^{\min}, M^{\text{corr}})$.

Niveau	Section	N^{\min}	M^{corr}	As	As'	As _{min}
(8+9)ème	30 × 30	-366.81	12.85	0	0	8.1
(6+7) ème	35 × 35	-725.62	9.91	0	0	11.025
(4+5) ème	40 × 40	-1113.83	11.48	0	0	14.4
(2+3) ème	45 × 45	-1519.69	11.31	0	0	18.225
RDC + 1 er	50 × 50	-1880	4.79	0	0	22.5

$(M^{\max}, N^{\text{corr}})$:

Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux situation durable $(M^{\max}, N^{\text{corr}})$.

Niveau	Section	M^{\max}	N^{corr}	As	As'	As _{min}
(8+9)ème	30 × 30	31.37	-89.72	1.82	0	8.1
(6+7) ème	35 × 35	36.26	-260.53	0	0	11.025
(4+5) ème	40 × 40	27.92	-444.43	0	0	14.4
(2+3) ème	45 × 45	22.99	-615.56	0	0	18.225
RDC + 1 er	50 × 50	23.22	-810.36	0	0	22.5

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

- **Situation accidentelle :**
 - Combinaison : **G+Q+E**

$(N^{\max}, M^{\text{corr}})$:

Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux Situation accidentelle $(N^{\max}, M^{\text{corr}})$.

Niveau	Section	N^{\max}	M^{corr}	As	As'	As _{min}
(8+9)ème	30 × 30	-57.66	15.03	0.51	0	8.1
(6+7) ème	35 × 35	-162.78	12.68	0	0	11.025
(4+5) ème	40 × 40	-275.45	12.52	0	0	14.4
(2+3) ème	45 × 45	-398.12	11.59	0	0	18.225
RDC + 1 er	50 × 50	-511.44	10.09	0	0	22.5

$(N^{\min}, M^{\text{corr}})$:

Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux Situation accidentelle $(N^{\min}, M^{\text{corr}})$.

Niveau	Section	N^{\min}	M^{corr}	As	As'	As _{min}
(8+9)ème	30 × 30	-267.91	9.36	0	0	8.1
(6+7) ème	35 × 35	-532.47	7.17	0	0	11.025
(4+5) ème	40 × 40	-815.93	8.31	0	0	14.4
(2+3) ème	45 × 45	-1113.15	8.2	0	0	18.225
RDC + 1 er	50 × 50	-1377.56	3.48	0	0	22.5

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

$(M^{\max}, N^{\text{corr}})$:

Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux Situation accidentelle $(M^{\max}, N^{\text{corr}})$.

Niveau	Section	M^{\max}	N^{corr}	As	As'	As _{min}
(8+9)ème	30×30	22.77	-65.70	1.04	0	8.1
(6+7) ème	35×35	26.27	-189.59	0	0	11.025
(4+5) ème	40×40	20.27	-323.14	0	0	14.4
(2+3) ème	45×45	16.72	-447.94	0	0	18.225
RDC + 1 er	50×50	16.88	-589.97	0	0	22.5

- Combinaison : **0.8G+E**

$(N^{\max}, M^{\text{corr}})$:

Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux Situation accidentelle $(N^{\max}, M^{\text{corr}})$.

Niveau	Section	N^{\max}	M^{corr}	As	As'	As _{min}
(8+9)ème	30×30	-40.81	10.40	0.34	0	8.1
(6+7) ème	35×35	-111.48	8.58	0	0	11.025
(4+5) ème	40×40	-187.95	8.45	0	0	14.4
(2+3) ème	45×45	-271.66	7.79	0	0	18.225
RDC + 1 er	50×50	-350.91	6.72	0	0	22.5

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

(N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux Situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).

Niveau	Section	N min	M corr	As	As'	As _{min}
(8+9)ème	30×30	-188.84	4.46	0	0	8.1
(6+7) ème	35×35	-384.45	4.48	0	0	11.025
(4+5) ème	40×40	-587.05	5.23	0	0	14.4
(2+3) ème	45×45	-800.19	5.25	0	0	18.225
RDC + 1 er	50×50	-992.81	2.26	0	0	22.5

(M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V9 : Ferrailages des poteaux Situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).

Niveau	Section	M^{\max}	N^{corr}	As	As'	As _{min}
(8+9)ème	30×30	14.91	-47.07	0.62	0	8.1
(6+7) ème	35×35	16.75	-127.22	0	0	11.025
(4+5) ème	40×40	13.31	-214.84	0	0	14.4
(2+3) ème	45×45	11.12	-300.54	0	0	18.225
RDC + 1 er	50×50	11.18	-397.86	0	0	22.5

Choix des armatures :

Tableau V.10 : Choix des armatures des poteaux.

Niveau	Section	As ^{cal} (cm ²)	As min	As max (Z.C)	As max (Z.R)	Choix	As ^{adopté}
(8+9)ème	30×30	1.82	8.1	2.7	5.4	8T12	9.05
(6+7) ème	35×35	0	11.025	3.6	7.35	8T14	12,31
(4+5) ème	40×40	0	14.4	4.8	9.6	8T16	16.08
(2+3) ème	45×45	0	18.225	6.075	12.15	12T16	24.12
RDC + 1 er	50×50	0	22.5	7.5	15	4T20+ 8T16	28.65

Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, Organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

● **Béton** : On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{serxy}}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$$

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

● **Acier**: Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e = e \cdot 110 \sqrt{n} \cdot f_{tj})\right) = 250 \text{ MPa}$

Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = 0,8 \cdot \zeta_s$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

(N_{ser}^{max} , M^{corr}) :

Tableau V.11 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (N_{ser}^{max} , M_{ser}^{corr}).

Niveau	Section	N^{max}	M^{corr}	As ado	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\overline{\sigma}_s$	Vérifié
(8+9)ème	30 × 30	-57.66	15.03	9.05	3.03	15	35.7	250	Cv
(6+7) ème	35 × 35	-218.3	9.73	13.57	2.15	15	30.1	250	Cv
(4+5) ème	40 × 40	-275.4	12.52	16.08	2.03	15	28.9	250	Cv
(2+3) ème	45 × 45	-398.1	11.59	24.12	1.87	15	27.2	250	Cv
RDC + 1 er	50 × 50	-511.4	10.09	28.65	1.25	15	26.4	250	Cv

(N_{ser}^{min} , M^{corr}) :

Tableau V.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (M_{ser}^{min} , N_{ser}^{corr}).

Niveau	Section	N^{min}	M^{corr}	As ^{adopté}	σ_s	$\overline{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Vérifié
(8+9)ème	30 × 30	-267.9	9.36	9.05	3.6	15	50.1	250	Cv
(6+7) ème	35 × 35	-673.1	10.23	13.57	4.96	15	72.2	250	Cv
(4+5) ème	40 × 40	-815.9	8.31	16.08	4.39	15	64.8	250	Cv
(2+3) ème	45 × 45	-1113.1	8.20	24.12	4.35	15	64.6	250	Cv
RDC + 1 er	50 × 50	-1377.5	3.48	28.65	4.19	15	62.7	250	Cv

(M^{max} , N^{corr}) :

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Tableau V.13 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (M_{ser}^{max} , N_{ser}^{corr}).

Niveau	Section	M^{max}	N^{corr}	$A_s^{adopté}$	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Vérifié
(8+9)ème	30 ×30	22.77	-65.70	9.05	4.45	15	51.1	250	Cv
(6+7) ème	35 ×35	21.63	-253.65	13.57	3.36	15	45.7	250	Cv
(4+5) ème	40 ×40	20.27	-323.14	16.08	2.7	15	37.9	250	Cv
(2+3) ème	45 ×45	16.72	-447.9	24.12	2.24	15	32.4	250	Cv
RDC + 1 er	50 ×50	16.88	-589.9	28.65	2.21	15	32.3	250	Cv

Vérification de l'effort Tranchant :

- Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

Où τ_u : contrainte de cisaillement

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

b: la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_u égale à :

Selon le BAEL 91 : [1]

$\overline{\tau_u} = \min(0.13.f_{c28}, 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau_u} = \min(0.10.f_{c28}; 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon RPA99 ver2003 : [2]

$$\tau_u = \rho d . f_{c28}$$

$\rho d = 0,075$ si l'élanement $\lambda \geq 5$

$\rho d = 0,040$ si l'élanement $\lambda < 5$

Avec : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau

a : Dimension de la section droite du poteau.

l_f : Longueur du flambement du poteau.

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Tableau V.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveau	Section	Tu	τ_u	λg	ρd	$\overline{\tau_u}$ RPA	$\overline{\tau_u}$ BAEL	Vérifié
(8+9)ème	30 × 30	20.79	0.25	7.15	0.075	1.87	2.5	oui
(6+7) ème	35 × 35	24.73	0.22	6.12	0.075	1.87	2.5	oui
(4+5) ème	40 × 40	21.52	0.14	5.35	0.075	1.87	2.5	oui
(2+3) ème	45 × 45	15.72	0.086	4.76	0.04	1	2.5	oui
1 er	50 × 50	14.72	0.065	4.28	0.04	1	2.5	oui
RDC	50 × 50	14.72	0.065	5.71	0.075	1.87	2.5	oui

Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du CBA 93 et celles des **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit

- Selon CBA 93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} St < \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \\ \varphi t < \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varphi t\right) \\ \frac{At f_e}{b St} > \max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa}\right) \end{array} \right.$$

At : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

St : Espacement des armatures transversales.

φt : Diamètre des armatures transversales.

φl : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon les RPA99 version 2003 :

$$\frac{At}{St} = \frac{\rho_a Tu}{h f_e}$$

Avec :

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

At : Section d'armatures transversales.

St : Espacement des armatures transversales.

Tu : Effort tranchant à l'ELU.

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

h: Hauteur totale de la section brute.

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

pa= 2,5.....si $\lambda g \geq 5$

pa= 3,75.....si $\lambda g < 5$

λg : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

St ≤ 10cm.....Zone nodale (zone III).

St < min ($\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10\emptyset$)Zone courante (zone III).

$\emptyset l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{At}{St*b}$ en (%) est donnée comme suite :

0,3%.....si $\lambda g \geq 5$

0,8 %.....si $\lambda g < 3$

Interpolation entre les valeurs limites précédentes

si $3 < \lambda g < 5$

λg : L'élançement géométrique du poteau ($\lambda g = \frac{l_f}{a}$)

a : Dimension de la section droite du poteau.

lf : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales fe=500MPa (FeE500).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.15 : Espacement maximale selon RPA99 des poteaux carrés.

Niveau	Section	Barres	Ø (mm)	ST	
				Z.N	Z.C
(8+9)ème	30 × 30	8T12	12	10	12
(6+7) ème	35 × 35	12T12	12	10	12
(4+5) ème	40 × 40	8T16	16	10	16
(2+3) ème	45 × 45	12T16	16	10	16
RDC + 1 er	50 × 50	4T20+ 8T16	16 et 20	10	20

- Choix des armatures transversales pour les poteaux

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Tableau V.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

niveau	Section	lf	λg	ρa	Tu	Zone	St	At cal	Choix	As
(8+9)ème	30 × 30	2.142	7.15	2.5	20.79	N	10	3.46	6T10	4.71
						C	12	4.15	6T10	4.71
(6+7) ème	35 × 35	2.124	6.12	2.5	24.73	N	10	3.53	6T10	4.71
						C	12	4.23	6T10	4.71
(4+5) ème	40 × 40	2.124	5.35	2.5	21.52	N	10	2.69	6T10	4.71
						C	16	4.30	6T10	4.71
(2+3) ème	45 × 45	2.124	4.76	3.75	15.72	N	10	2.63	6T10	4.71
						C	16	4.19	6T10	4.71
1er	50 × 50	2.124	4.24	3.75	14.72	N	10	2.208	6T10	4.71
						C	20	4.41	6T10	4.71
RDC	50 × 50	2.856	5.71	2.5	14.72		10	1.42	6T10	4.71
							20	2.94	6T10	4.71

Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi$ en zone III.

- $\phi = 25\text{mm}$ $L_r = 125\text{cm}$
- $\phi = 20\text{mm}$ $L_r = 100\text{cm}$
- $\phi = 16\text{mm}$ $L_r = 80\text{cm}$
- $\phi = 14\text{mm}$ $L_r = 70\text{cm}$
- $\phi = 12\text{mm}$ $L_r = 60\text{cm}$

- **Schéma de ferrailage des poteaux :**

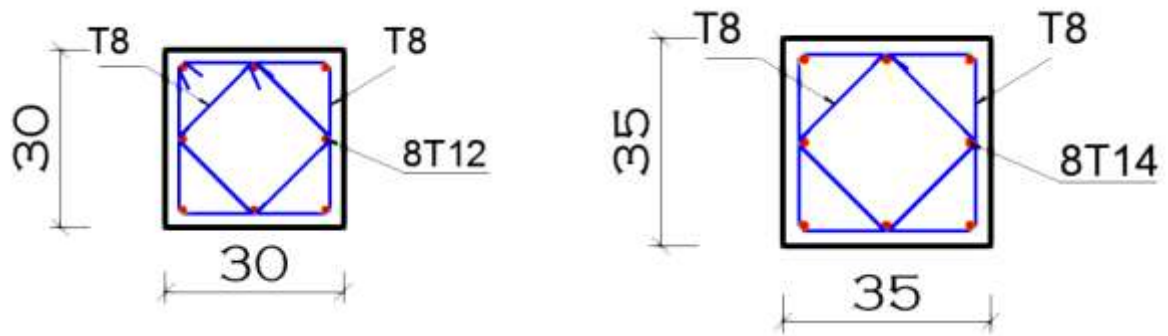
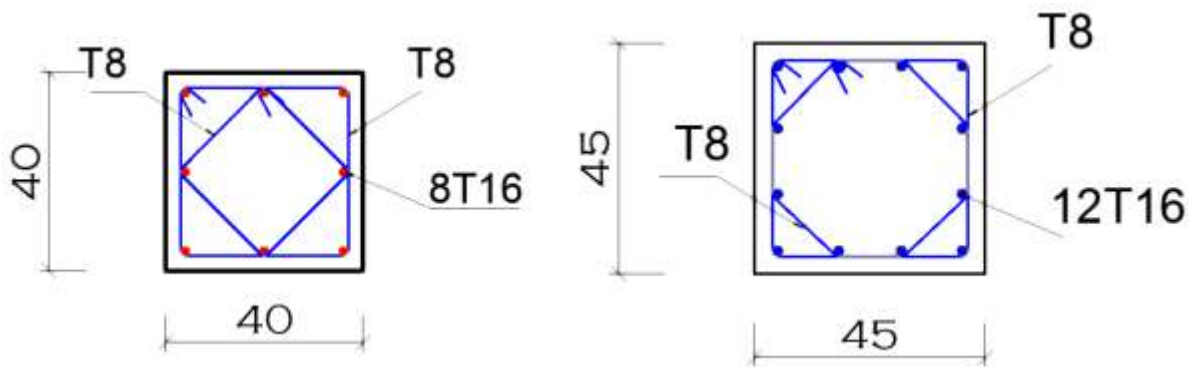


Figure V.1 : Schéma de ferrailage poteaux 30 × 30 et poteaux 35 × 35.



V.2 :
ferrailage
× 40 et
× 45.

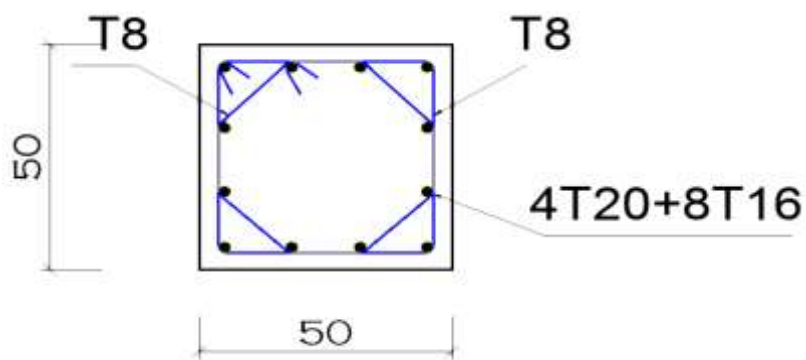


Figure
Schéma de
poteaux 40
poteaux 45

Figure V.3 : Schéma de ferrailage poteaux 50 × 50.

V.3 Ferrailage des poutres :

Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

➤ Selon CBA 93 :

Situation durable :

- ELU: $1,35G+1,5Q$
- ELS : $G+Q$

➤ Selon RPA 99 :

Situation accidentelle :

- $G+Q+E$
- $0.8 G \pm E$
- $G+Q \pm E$

Recommandations selon RPA99 version 2003 :

1. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
2. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
3. La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
4. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Calcul de ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre principale)
- Sens non porteur (poutre secondaire).

-Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Sens porteur :

Poutre (35x60)

Tableau V.17 : Ferrailage des poutres porteuses 30x40.

Situation	Section	Position	M^{\max}	As	As'
Durable 1.35G+1.5Q	30 x40	Travée	50.72	3.88	0
		Appuis	85.74	6.73	0

Sens non porteur :

Tableau V.18: Tableau Ferrailage des poutres non porteuses (30x35).

Situation	Section	Position	M^{\max}	As	As'
Durable 1.35G+1.5Q	30 x35	Travée	13.46	3.90	0
		Appuis	58.77	5.29	0

Choix des armatures :

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.19 : Choix de ferrailage des poutres.

Section	Position	M^{\max}	AS ^{cal}	Choix	As ^{adopté}
PP(30x40)	Travée	50.72	3.88	6T16	12.06
	Appuie	85.74	6.73	8T16	16.08
PS (30x35)	Travée	13.46	3.90	2 x3T12	6.78
	Appuis	58.77	5.29	3T16+ 3T12	9.42

Condition de non fragilité :

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

$$A_{smin} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 2.4$; $f_e = 500$ MPa

Tableau V.20: Vérification de la condition de non fragilité.

Section	As choisie	As min	Vérification
PP (30×40)	12.06	1.15	Oui
PS(30×35)	4.62	1.01	Oui

Vérification vis à vis de l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{serxy}}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Position de l'axe neutre :

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

- Moment d'inertie :

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

La fissuration est considérée préjudiciable :

Tableau V.21: Vérification des poutres à l'ELS.

Section	Potision	Mser	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	σ_{st}	σ_{st}	Vérification
PP(30×40)	Travée	60.36	6.20	15	162.93	250	Cv
	Appuis	62.28	5.97	15	127.59	250	Cv
PS(30×35)	Travée	39.38	6.56	15	212	250	Cv
	Appuis	42.70	6.50	15	167.60	250	Cv

Vérification thermique :

Le règlement CBA93 exige une vérification par une étude thermique pour toute structure

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l \Delta T \dots \dots \dots (1)$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0} \dots \dots \dots (2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient : $\varepsilon = \alpha \Delta T \dots \dots \dots (3)$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est : $\sigma = E \times \varepsilon \dots \dots \dots (4)$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient

$$\sigma = E \alpha \Delta T \dots \dots \dots (5)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température ($\Delta T = 20 \text{ c}^\circ$).

α : Coefficient de dilatation thermique ($\alpha = 10^{-5}$)

l_0 : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young ($E = 10818.86 \text{ MPa}$).

Donc : $\sigma = E \alpha \Delta T$

$$\Sigma = 10818.86 \times 10^{-5} \times 20 = 2,16 \text{ MPa}$$

La fissuration est considérée préjudiciable

Tableau V.22: Vérification thermique des poutres à L'ELS.

Section (cm ²)	Position	M ^{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ (MPa)	$\sigma_s + \sigma$ (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
PP 30×40	Travée	60.36	6.20	15	162.93	2.16	165.09	250	CV
	Appui	62.28	5.97		127.59	2.16	129.75	-	CV
PS 30×35	Travée	39.38	6.56	15	212	2.16	214.16	250	CV

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

	Appui	42.70	6.50		167.60	2.16	169.76		CV
--	-------	-------	------	--	--------	------	--------	--	-----------

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

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau u = \frac{\tau_{u\max}}{bd}$

Avec :

Tu : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$$\tau u = (0,1f_{c28}; 5\text{Mpa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Tableau V.23 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Section	Vu ^{max}	τu	τ	Vérification
PP(30×40)	52.61	0.48	2.5	Cv
PS(30×35)	48.61	0.51	2.5	Cv

- **Calcul des armatures transversales :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE50 (Fe=500MPa)

Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} St = \text{Min} (0.9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{b \times St} > \frac{\tau u - 0.3 \times F_{c28} \times K}{0.8 \times F_{c28}} \quad K=1 \\ \frac{A_t}{b \times St} > \max\left(\frac{\tau u}{2}, 0.4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0.003 \times St \times b \\ St < \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right) \quad \text{zone nodale} \\ St < \frac{h}{2} \quad \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Avec :

$$\varphi t = \min\left(\frac{h}{35}; \varphi l; \frac{b}{10}\right) =$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.24 : Calcul des armatures transversales.

Sens	Section (cm ²)	Tu (kN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		St ^{adp} Cm		A _t (cm ²)	Choix
				St (cm)	St(cm) ZC	St(cm) ZN	ZN	ZC		
PP	PP(30 × 40)	52.61	0.48	32.4	20	15	10	20	1.8	5T8
PS	PS(30 × 35)	48.61	0.51	28.35	17.5	10	5	15	1.35	4T8

Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r = 50∅ (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

∅ = 16mm L_r = 80cm

∅ = 14mm L_r = 70cm

Arrêt des barres :

Armatures inférieures :

$$h < \frac{l}{10}$$

Armatures supérieures :

$$-h' < \begin{cases} \frac{l}{4} \dots\dots\dots \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{l}{5} \dots\dots\dots \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec : L = max (L gauche ; L droite)

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

- **Vérification de la flèche :**

Tel que :

Poutre porteuse (30×40) : $f_{adm} = \frac{490}{500} = 0.98 \text{ cm}$

Poutre non porteuse (30×35) : $f_{adm} = \frac{475}{500} = 0.95 \text{ cm}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}}$$

Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} \times l^2}{10 E_v \times I_{fi}}$$

Tableau V.25: Calcul des armatures transversales.

Cas	Section (cm ²)	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	E _i (MPa)	E _v (MPa)	f _i (cm)	f _v (cm)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)	Vérification
P.P	PP(30 ×40)	60.36	12.06	32164.1	10818.8	0.06	0.20	0.14	0.98	OK
P.S	PS(30 ×35)	39.38	6.78	32164.1	10818.8	0.14	0.37	0.23	0.95	OK

- Schéma de ferrailage des poutres :

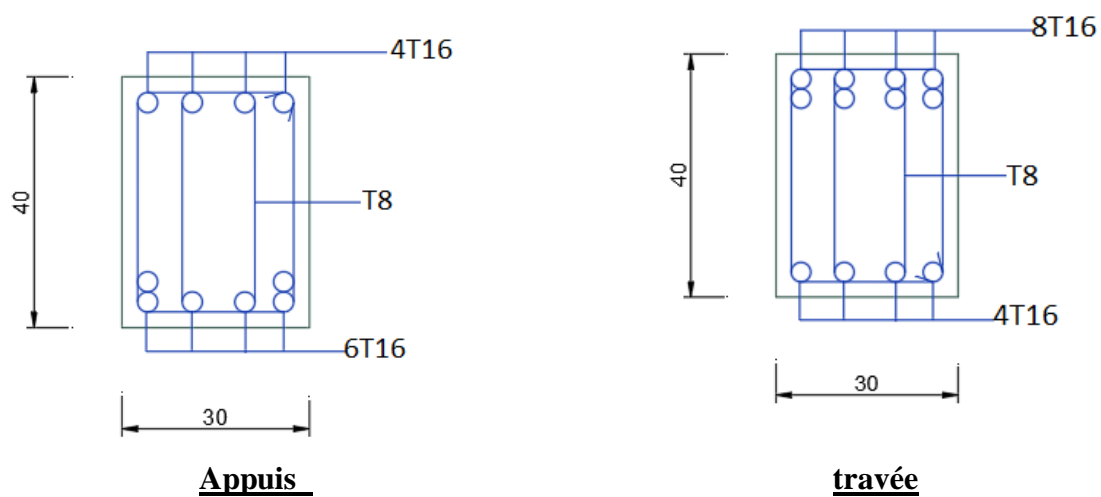


Figure V.4 : Schéma de ferrailage poutre principale.

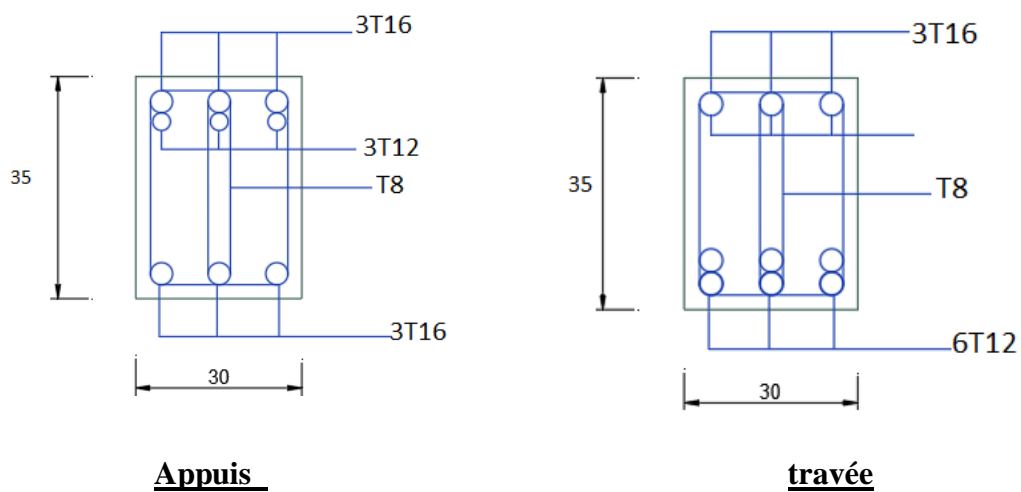


Figure V.5 : Schéma de ferrailage poutre secondaire.

V.5 Etude des voiles :

D'après la RPA99 version 2003 (article 3.4.a1), chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone (IIa) doit être contreventée par des voiles.

Définition

Les voiles sont des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre les charges horizontales ainsi les charges verticales.

Les voiles présentent une section rectangulaire dont l'épaisseur est faible devant la longueur donc ils ont une rigidité dans la direction perpendiculaire à l'épaisseur, ce qui impose une disposition des voiles dans les deux directions principales de la structure. Dans une structure on peut trouver uniquement des voiles pleins comme on peut trouver des voiles avec ouverture (linteaux et trumeaux). Les voiles pleins et les trumeaux se ferrailent à la flexion composée et les linteaux à la flexion simple avec effort tranchant pour les deux cas. Les combinaisons de calculs sont :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Recommandations du RPA99 :

Les linteaux (RPA99 version 2003 (article 7.7.3))

On devra disposer :

1. Des aciers longitudinaux de flexion
2. Des aciers transversaux
3. Des aciers en partie courante (aciers de peau)
4. Des armatures diagonales (si nécessaire)

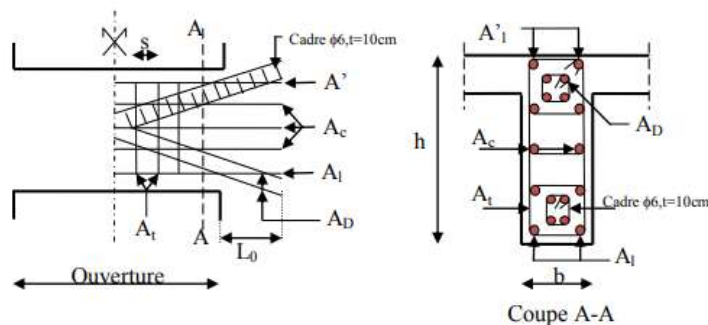


Figure V.6 : Ferrailage du linteau.

- **Armature longitudinales :**

$$(A_l ; A_l') > 0.0015 b \times h \text{ (0.15\%)}$$

- **Armature transversales :**

$$A_t > 0.0015 b \times s \text{ (0.15\%) pour } \tau_u < 0.025 \times f_{c28}$$

$$A_t > 0.0025 n_b \times s \text{ (0.25 \%) pour } \tau_u < 0.025 \times f_{c28}$$

$$\text{Ou : } \frac{\bar{V}}{b \times d} \text{ avec } \bar{V} = 1.4 V_u$$

b : Épaisseur de linteaux ou de voile

d : Hauteur utile = 0,9h

h : Hauteur total de la section brute

s : Espacement des armatures transversales

- **Armatures en section courante (armature de peau) :**

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%

- **Armatures diagonales :**

Elles sont a disposé obligatoirement si $\tau_u > 0,06 f_{c28}$ si non on ne met pas des armatures diagonales.

$$A_D \geq 0,0015. b. h$$

Les trumeaux (voiles pleines) : (RPA99 version2003 (articles 7.7.4) :

On devra disposer :

- Des aciers verticaux de flexion ;
- Des aciers horizontaux.

Aciers verticaux :

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sou l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est : $A_{min} = 0,2\% \times l_t \times e$

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

l_t : Longueur de la zone tendue

e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $St < e$.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

Aciers horizontaux :

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 $.\phi 10$

➤ Règles communes :

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%
- En zone courante (non tendue) 0.10%

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (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 ;
- pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les $\phi 20$ 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{F_e} \text{ avec } V = 1.4 \times \bar{V}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

N^{\min} ; M^{corr} : est la plus défavorable

Sens x-x :

Tableau V.26: Les sollicitations des voiles suivant x-x.

Voiles	Etages	L	N(kN)	M(kN.m)	V(kN)
V1	(8+9)ème	4.45	-362.55	123.27	99.33
	(6+7) ème		-655.36	123.02	73.08
	(4+5) ème		-912.3	118.90	64.51
	(2+3) ème		-1136.10	108.92	54.92
	RDC + 1 er		-1353.63	80.21	38.06
V2	(8+9+)ème	4.1	-283.54	186.74	-99.16
	(6+7) ème		-505.34	126.80	-71.21
	(4+5) ème		-710.15	117.67	-61.34
	(2+3) ème		-895.37	108.16	-51.36
	RDC + 1 er		-1080.77	92.08	-35.48

Sens y-y :

Tableau V.27 : Les sollicitations des voiles suivant y-y.

Voiles	Etages	L	N(kN)	M(kN.m)	V(kN)
V3	(8+9)ème	4.9	-261.23	10.50	13.18
	(6+7) ème		-488.89	8.19	5.55
	(4+5) ème		-695.39	-11.09	-3.57
	(2+3) ème		-878.92	-16.80	-4.68
	RDC + 1 er		-1050.18	-22.52	-7.48
V4	(8+9)ème	1.7	-98.12	17.36	-10.32
	(6+7) ème		-180.64	12.83	-7.82
	(4+5) ème		-252.73	12.61	-6.77
	(2+3) ème		-316.12	11.24	-6.51

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

	RDC + 1^{er}		-379.13	11.35	-6.60
--	-----------------------------	--	---------	-------	-------

Calcul de ferrailage :

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant .les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant avec:

Sans x-x :

Voile 1 :

Tableau V.28 : Tableau de ferrailage de voile 1 suivant x-x.

Niveau		RDC + 1 ^{er}	(2+3) éme	(4+5) éme	(6+7) éme	(8+9)éme
L		4.45	4.45	4.45	4.45	4.45
e		15	15	15	15	15
N		-1353.63	-1136.10	-912.3	-655.36	-362.55
M		80.21	108.92	118.90	123.02	12.27
V		38.06	54.92	64.51	73.08	99.33
tu		0.08	0.12	0.15	0.17	0.23
tū		5	5	5	5	5
As cal (cm²)		7.89	7.53	7.84	8.36	9.73
LT		2.40	2.51	2.61	2.78	3.24
As adobté (cm²)		9.24	9.24	9.24	9.24	11.31
Choix		6T14	6T14	6T14	6T14	10T12
St (cm)	extrémité	10	10	10	10	10
	milieu	20	20	20	20	20
Ah cal (cm²)		0.08	0.12	0.15	0.17	0.23
Ah min (cm²)		0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adobté (cm²)		1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N barre		2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)		20	20	20	20	20

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Voile 2 :

Tableau V.29: Tableau de ferrailage de voile 2 suivant x-x.

Niveau		RDC + 1 er	(2+3) éme	(4+5) éme	(6+7) éme	(8+9)éme
L		4.1	4.1	4.1	4.1	4.1
e		15	15	15	15	15
N		-1080.77	-895.37	-710.15	-505.34	-283.54
M		92.08	108.16	117.67	126.80	186.74
V		-35.48	-51.36	-61.34	-71.21	-99.16
tu		0.08	0.12	0.15	0.18	0.25
tu		5	5	5	5	5
As cal(cm^2)		6.91	7.23	7.64	8.40	12.07
LT		2.30	2.41	2.54	2.80	4.02
As adopt (cm^2)		9.24	9.24	9.24	9.24	12.31
Choix		6T14	6T14	6T14	6T14	8T14
St (cm)	extrémité	10	10	10	10	10
	milieu	20	20	20	20	20
Ah cal/ face (cm^2)		0.08	0.12	0.15	0.18	0.25
Ah min(cm^2)		0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adop (cm^2)		1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N barre		2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)		20	20	20	20	20

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Sens y-y :

Voile 3 :

Tableau V.30 : Tableau de ferrailage de voile 3 suivant y-y.

Niveau		RDC + 1 ^{er}	(2+3) éme	(4+5) éme	(6+7) éme	(8+9+10)éme
L		4.9	4.9	4.9	4.9	4.9
e		15	15	15	15	15
N		-1050.18	-878.92	-695.39	-488.89	-261.23
M		-22.52	-16.80	-11.09	8.19	10.50
V		-7.48	-4.68	-357	5.55	13.18
tu		0.01	0.09	0.007	0.01	0.02
tu		5	5	5	5	5
As cal (cm²)		7.54	7.52	7.49	7.50	7.71
LT		2.51	2.50	2.49	2.50	2.57
As adop (cm²)		9.24	9.24	9.24	9.24	9.24
Chois		6T14	6T14	6T14	6T14	6T14
St (cm)	extrémité	10	10	10	10	10
	milieu	20	20	20	20	20
Ah cal (cm²)		0.01	0.09	0.007	0.01	0.02
Ah min (cm²)		0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adop (cm²)		1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N barre		2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)		20	20	20	20	20

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Voile 4 :

Tableau V.31 : Tableau de ferrailage de voile 4 suivant y-y.

Niveau		RDC + 1 ^{er}	(2+3) éme	(4+5) éme	(6+7) éme	(8+9+10)éme
L		1.7	1.7	1.7	1.7	1.7
e		15	15	15	15	15
N		-379.13	-316.12	-252.73	-180.64	-98.12
M		11.35	11.24	12.61	12.83	17.36
V		-6.60	-6.51	-6.77	-7.82	-10.32
tu		0.04	0.03	0.04	0.04	0.06
tu		5	5	5	5	5
As cal (cm²)		2.81	2.87	2.99	3.18	3.36
LT		0.93	0.95	0.99	1.06	1.12
As ado (cm²)		4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
choix		4T12	4T12	4T12	4T12	4T12
St (cm)	extrémité	10	10	10	10	10
	milieu	20	20	20	20	20
Ah cal (cm²)		0,08	0,08	0,06	0,05	0,05
Ah min (cm²)		0.04	0.03	0.04	0.04	0.06
Ah adop (cm²)		1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N barre		2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)		20	20	20	20	20

Ferrailages des linteaux :

Caractéristique de linteaux :

Nous proposons le calcul détaillé de linteau de voile 1 et 2

Majoration de l'effort tranchant :

On prend comme effort tranchant le plus défavorables des deux. :

$$V1 : \begin{cases} V = 38.06 \\ M = 80.21 \end{cases}$$

$$V5 : \begin{cases} V = 35.48 \\ M = 92.08 \end{cases}$$

Majoration de l'effort tranchant :

RDC :

On prend comme effort tranchant le plus défavorables des deux sens :

$$V = 1,4V_u : \quad V1 = 1,4 \times 38.06 = 53.28 \text{ KN}$$

$$V2 = 1,4 \times 35.48 = 49.67 \text{ kN}$$

Vérification de la contrainte cisaillement :

D'après le RPA99/version2003, on a :

$$V1: \quad \tau = \frac{V}{b \times d} = \frac{53.28 \times 10^3}{150 \times 0.4005} = 0.09 \text{ MPa}$$

$$V2 : \quad \tau = \frac{V}{b \times d} = \frac{49.67 \times 10^3}{150 \times 0.9 \times 3690} = 0.09 \text{ MPa}$$

$$V1 : \quad \tau_u = 0,15 \text{ MPa} \leq \tau_u = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$V2 : \quad \tau_u = 0,43 \text{ MPa} \leq \tau_u = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

La condition de la contrainte de cisaillement est vérifiée.

Calcul des armatures :

$$V1 : \tau_u = 0,09 \text{ MPa} \leq \tau_u = 0,06 \times 25 = 1,5 \text{ MPa}$$

$$V2 : \tau_u = 0,09 \text{ MPa} \leq \tau_u = 0,06 \times 25 = 1,5 \text{ MPa}$$

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (Al).
- Des aciers transversaux (At).
- Des aciers en partie courante (Ac).

Calcul de A_l : (Section minimal exigé par le RPA99/version 2003) :

$$V1: A_l \geq 0,0015 \times 15 \times 240 = 5.4 \text{ cm}^2$$

$$V2: A_l \geq 0,0015 \times 15 \times 230 = 5.17 \text{ cm}^2$$

Calcul de A_t :

$$V1 : \tau_u = 0,09 \text{ MPA} \leq \tau_u = 0,025 \times 25 = 0,625 \text{ MPA}$$

$$V2 : \tau_u = 0,09 \text{ MPA} \leq \tau_u = 0,025 \times 25 = 0,625 \text{ MPA}$$

Section minimal exigée par le RPA :

$$A_l \geq 0,0025 \times b \times St = 0,56 \text{ cm}^2$$

Calcul de A_c :

$$V1 : A_c \geq 0,002 \times b \times h = 0,002 \times 15 \times 240 = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$V2 : A_c \geq 0,002 \times b \times h = 0,002 \times 15 \times 230 = 6.9 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures diagonales :**

$$V1 : \tau_u = 0.09 \text{ MPA} \leq \tau_u = 0,06 \times 25 = 1,5 \text{ MPA}$$

$$V2 : \tau_u = 0,09 \text{ MPA} \leq \tau_u = 0,06 \times 25 = 1,5 \text{ MPA}$$

D'après le RPA99/version2003 :

$$AD = 0$$

Ferrailage finale :

V1 :

$$A_l = 5.40 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 6T12 \text{ (6.79 cm}^2\text{)}$$

$$A_t = 0,09 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 2T8 \text{ (1.01 cm}^2\text{)}$$

$$A_c = 7.2 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 8T12 \text{ (9.05 cm}^2\text{)}$$

V2 :

$$A_l = 5.17 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad - 6T12 \text{ (6.79 cm}^2\text{)}$$

$$A_t = 0,09 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 2T8 \text{ (1.01 cm}^2\text{)}$$

$$A_c = 6.9 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 8T12 \text{ (9.05 cm}^2\text{)}$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Schéma de ferrailage :

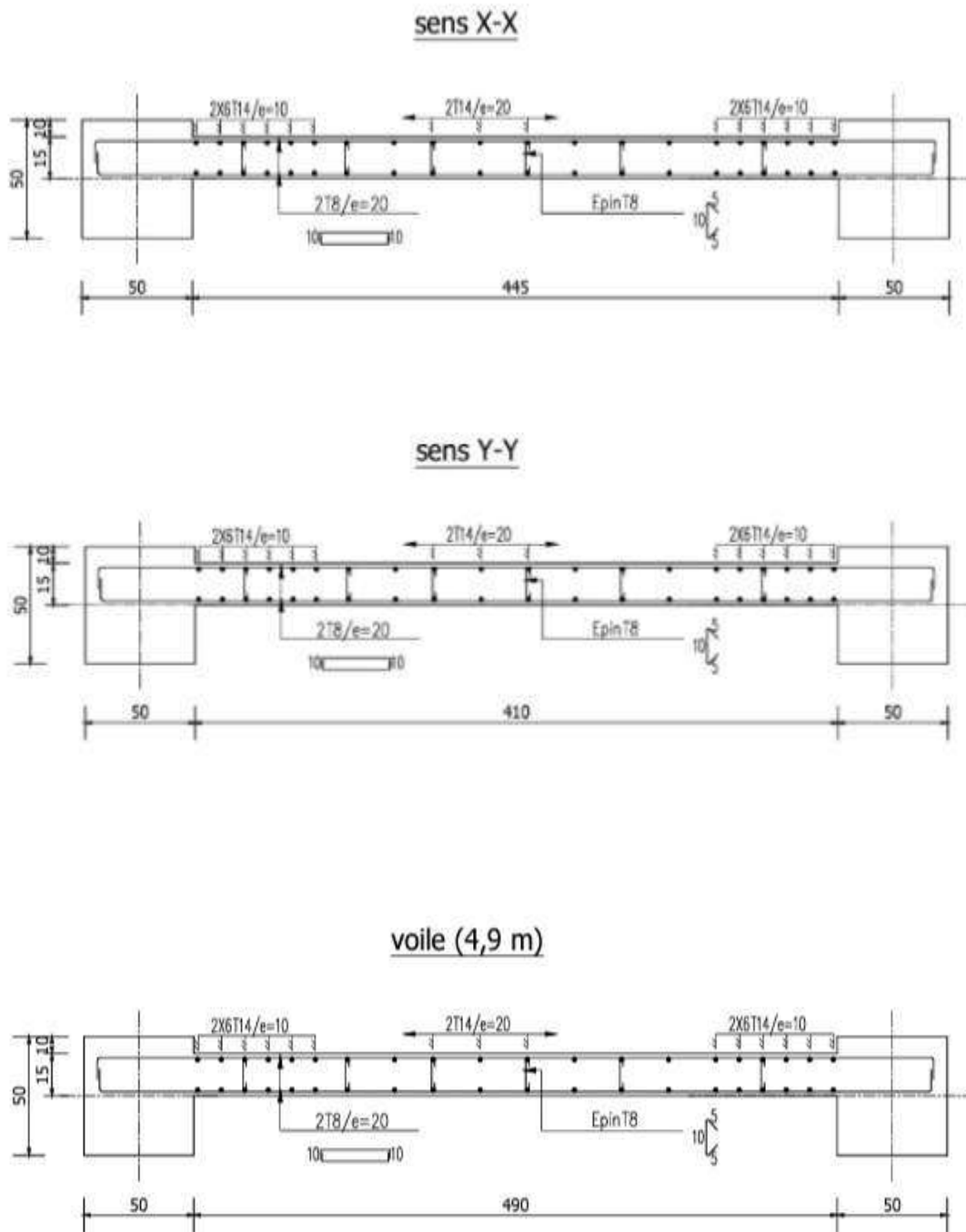


Figure V.7 : Schéma de ferrailage des voiles.

VI.1 Introduction

Les fondations sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain et qui a pour fonction de base d'interaction entre le sol et la structure, les fondations concernent toutes les catégories de structure (béton, béton armé, charpente en bois...) et tous les ouvrages (bâtiment, ouvrage d'arts, mur de soutènement...).

VI.2 Les principaux rôles de la fondation :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

On distingue **trois** types de fondation selon leurs modes d'exécution et résistance :

Fondations superficielles : sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et surcharges de la construction qui sont situées à **une faible** profondeur. Les principaux types sont :

- Les semelles continuent sous murs,
- Les semelles continuent sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers

Fondation semi profondes : sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et les surcharges de la construction.

Fondations profondes : Elles sont utilisées lorsque la couche de sol pouvant supporter la charge de la structure se trouve à profondeur supérieure à **5 m**.

VI.3 Choix du type des fondations

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu, on peut citer

- Contrainte du sol σ_{sol}
- La classification du sol
- Les efforts transmis à la base

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars.

VI.4 Calcul des fondations :

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

Avec : σ_{sol} : Contrainte du sol.

- N : Effort normal appliqué sur la fondation.
- S : Surface de la fondation.

VI.5 Dimensionnement de la fondation :

VI.5.1 Semelle isolé :

Il faut considérer l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

D'où: $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = \frac{50}{50} = 1$ (Poteau rectangulaire)

Alors que : $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}}}$

$N_{ser} = 1979,98 \text{ kN}$; $\sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$; $B \geq \sqrt{\frac{1979,98}{250}} = 2,81 \text{ m}$

On opte pour : $B = 3 \text{ m} \Rightarrow A = 3 \text{ m}$

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

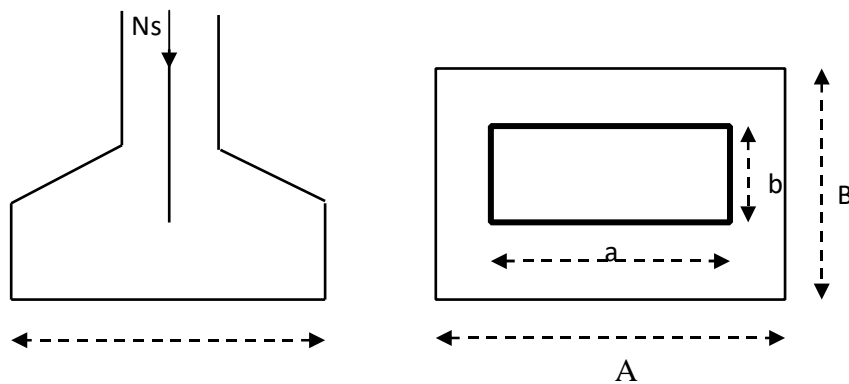


Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée.

VI.5.2 Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N , données par la condition la plus défavorable avec $N_s = G + Q$.

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\overline{\sigma_{sol}} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle ;

L : Longueur de la semelle sous voile ;

G : Charge permanent à la base du voile considéré ;

Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré ;

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

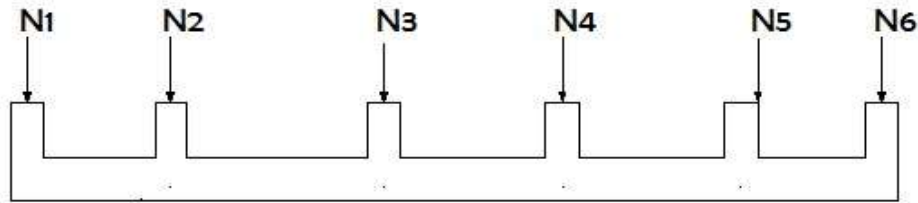


Figure V1.2 : Semelles filantes.

Tableau VI.1 : Surface des semelles filantes sous voiles.

Sens longitudinal :

Voiles	Ns	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VL1	33087,38	7,42	2,2	16,36

Sens transversal :

Voiles	Ns	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VT1	21015,45	12,17	1,47	17,88

VI.5.3 Semelles filantes sous poteaux :

➤ **Hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

➤ **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si : $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si : $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) \quad q_{max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \quad q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

La somme des surfaces des semelles sous voiles: $S_v = \sum S_i = 2*17,88 + 2*16,36 = 68,48 \text{ m}^2$

Chapitre VI : ETUDE DES FONDATIONS

Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

Poteau	N _s (KN)	M (KN.m)	e (m)	N _s *e
C18	1979,98	4,651	0,023	45,53
C2	1687,3	4,168	0,024	40,49
C10	968,53	2,186	0,022	21,30
SOMME	4635,81	11,005		107,32

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :**

$$e = \frac{\sum Ni \times e + \sum Mi}{R} = \frac{107,32 + 11,005}{4635,81} = 0,025m$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle :**

On a : $e = 0,025m < \frac{L}{6} = \frac{16,3}{6} = 2,71m \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = 281,18kN/ml$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = 286,4kN/ml$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = 285,09kN/ml$$

VI.5.4 Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{285,09}{250} = 1,1m$$

Donc on prend pour **B = 1.20m**. On aura : **S = 1,2×16,3 = 19,56 m²**

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : **S_p=S×n**

n: Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 19,56 \times 6 = 117,36 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 117,36 + 68,48 = 185,84 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : **S_{bat} = 351,59m²**

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{185,84}{351,59} = 0,53 \approx 50\% S_{bat}$$

Conclusion : Vu que les semelles filantes occupent de 50% de la surface du sol d'assise, nous prend une semelle filante.

VI.6 Pré dimensionnement des nervures :

1. Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur de la semelle doit avoir au minimum 25cm ($h_{min} = 25cm$).

2. Nervure :

- Pour l'étude la raideur d'une nervure nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique, la nervure est rigide, l'expression suivant :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \Rightarrow \text{avec } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K_b}}$$

Avec : L_e : Longueur élastique.

I : L'inertie de la section.

K : Coefficient de raideur de sol = 40MPa pour un sol moyen.

E : Module de déformation longitudinale = 20000MPa.

Ce qui conduit à $h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,75\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{20000}} = 0,8m \approx 1m$$

Tableau VI.3 : Les dimensions de la nervure.

SENS	b (m)	Ht (cm)	bn (cm)	Hn (m)
Y-Y	1,2	50	50	1

VI.6.1Vérification nécessaire :

1. Vérification de la stabilité :

a) La 1^{er} méthode :

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux

La rapport $\frac{M_s}{M_r} > 1,5$

Avec : M_s : Moment stabilisateur sous l'effort du poids propre.

M_r : Moment de renversement du aux forces sismique

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

H : Profondeur de l'ouvrage de la structure

M_0 et V_0 sont tirés à partir du ETABS

Chapitre VI : ETUDE DES FONDATIONS

$M_0 = 32747,74 \text{ kN.m}$; $V_0 = 28285,08 \text{ Kn}$; $h = 4,08 \text{ m}$; Donc $M_r = 52722,84 \text{ kN.m}$

$N = N_{G1} + N_{G2}$

N_{G1} : Poids propre de la structure.

N_{G2} : Poids propre de la semelle.

Donc : $N = 32559,74 \text{ kN}$

$M_s = N * G = 390716,88 \text{ kN.m}$

$$\frac{M_s}{M_r} = 7,4 > 1,5 \text{ Vérifié}$$

b) La 2^{ème} méthode :

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ (RPA 99 article 10.1.5)

- $e = \frac{52722,84}{32559,74} = 1,6 \leq \frac{21,57}{4} = 5,39 \text{ vérifiée}$

VI.6.2 Vérification de la contrainte dans le sol sous semelle filante ELS :

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante.

Semelle	Nser (kN)	B(m)	L(m)	σ (MPa)	σ_{sol} (MPa)	Vérification
SF1	2231,05	1,2	16,3	114,06	250	Vérifiée
SF2	4093,26	1,2	16,3	209,26	250	Vérifiée
SF3	4210,92	1,2	16,3	215,28	250	Vérifiée
SF4	3825,82	1,2	16,3	195,59	250	Vérifiée
SF5	4047,49	1,2	16,3	206,49	250	Vérifiée
SF6	2315,9	1,2	16,3	118,39	250	Vérifiée

VI.7 Ferrailage des semelles filantes :

VI.7.1 Ferrailage de la semelle :

$$A_s = \frac{P_u(B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{5756,8 \times (1 - 0,5)}{8 \times 80 \times \frac{500}{1,15}} = 0,10 \text{ cm}^2$$

VI.7.2 Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1) :**

$$A_s \geq A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 3,86 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que ce soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

Alors on choisit : $A_s = 3,86 \text{ cm}^2$

Chapitre VI : ETUDE DES FONDATIONS

Tableau VI.5 : Ferrailage de la dalle des semelles filantes.

File	Nu	As	CNF	Choix	As choisi	Ar	Choix Ar	Ar choisi
SF1	3054,08	0.54	3,86	5HA12	5,65	1,95	6HA10	4,71
SF2	5608,78	1.00	3,86	5HA12	5,65	1,95	6HA10	4,71
SF3	5756,8	1.01	3,86	5HA12	5,65	1,95	6HA10	4,71
SF4	5232,18	0.94	3,86	5HA12	5,65	1,95	6HA10	4,71
SF5	5546,48	0.99	3,86	5HA12	5,65	1,95	6HA10	4,71
SF6	3171,31	0,56	3,86	5HA12	5,65	1,95	6HA10	4,71

- **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci- dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

- **Sens (x-x) :**

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

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

- **Sens (y-y):**

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

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}$$

VI.8 Ferrailage de la nervure :

Les charges revenant pour chaque fille à l'ELU : $q(\text{elu}) = N/L$

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

Moments aux appuis : $M_a = -0,5M_0$

Moments en travée : $M_t = -0,85M_0$

- **Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):**

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 3,86\text{cm}^2$$

Tableau VI.6 : Condition de non fragilité.

hN (m)	B (cm)	Amin (cm ²)
1	50	3,86

Chapitre VI : ETUDE DES FONDATIONS

- **Condition As min de RPA99 :**

$$A_s^{min} = 0,5\% \times h \times b$$

$$A_s^{min} = 0,5\% \times 100 \times 50 = 25cm^2$$

$$A_s^{max} = 0,6\% \times 100 \times 50 = 30cm^2 \text{ Zone recouvrement}$$

$$A_s^{max} = 0,4\% \times 100 \times 50 = 20cm^2 \text{ Zone courante}$$

On prend le max As = 30cm²

Tableau VI.7 : Choix de ferrailage des nervures.

Position	M0	Mu	As cal	Choix	As adopté
Travée	3290,6	2797	24,5	10T20	31,42
Appuis		1645,3	13,9	10T20	31,42

2. Armatures transversales :

- **Exigences du RPA pour les aciers transversale (Art 7.5.2.2/RPA2003) :**

- **Espacement des armatures :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{120}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min\{30; 24\}$$

Soit : St =15cm

En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 60cm$

Soit :St =20cm

- **Armatures transversales minimales :**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_{min} = 0,003.S_t.b$$

En zone nodale : $A_t^{min} = 0,003 \times 12 \times 50 = 1,8cm^2$

En zone courante : $A_t^{min} = 0,003 \times 20 \times 50 = 3cm^2$

- **Diamètre minimal : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66m$**

Soit :φ = 8 mm.

Soit : At = 4HA 8= 2.01cm² (1cadre et un étrier).

VI.9 Armatures de peau (*BAEL/Art 8.3*) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones.

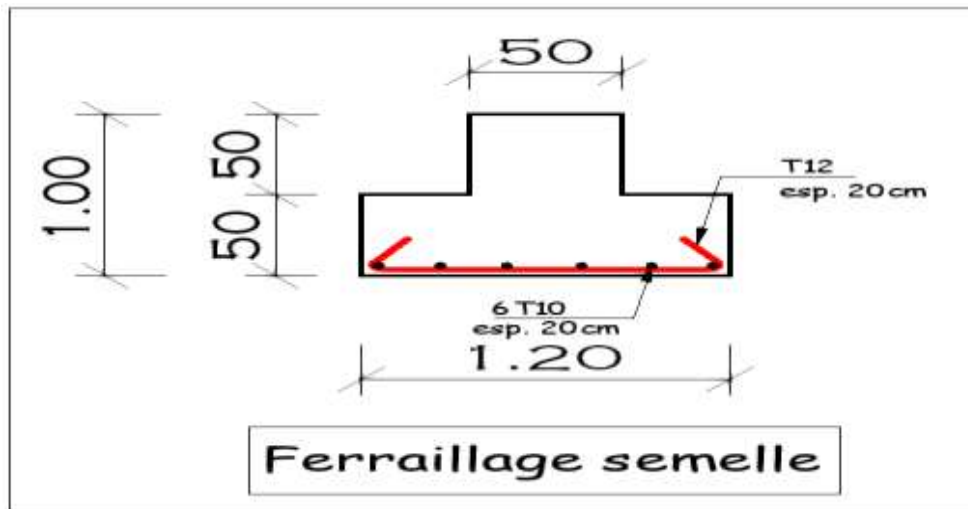


Figure V1.3 : Ferrailage de la Semelle.

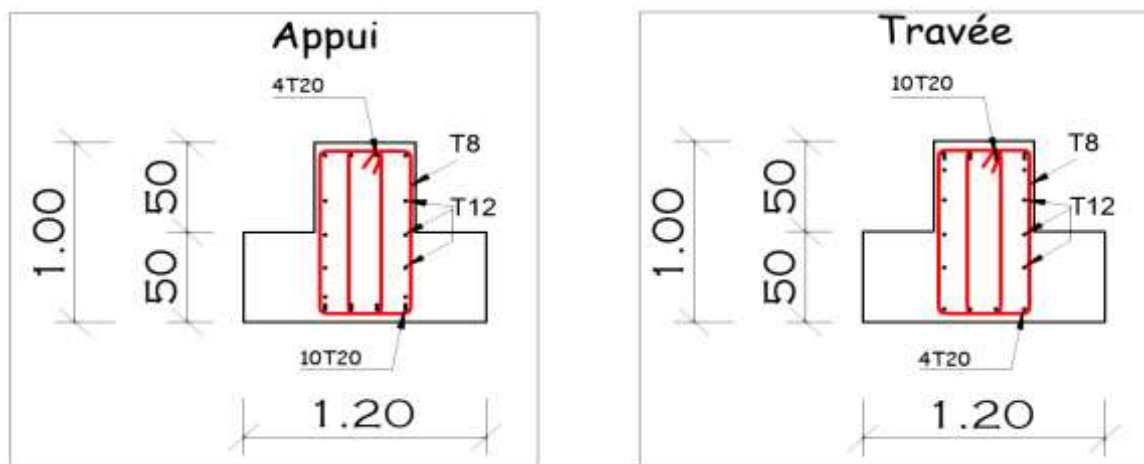


Figure V1.4 : Ferrailage de la Nervure.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquies durant notre cycle de formation, de les approfondir en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les logiciels de calcul récents (**ROBOT V14, SOCOTEC**), et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Cela nous a permis d'aboutir certaines conclusions qui sont :

- Dans chapitre I : nous avons présenté l'ouvrage et les matériaux utiliser.
- Dans chapitre II : nous avons calculé le pré dimensionnement des éléments structuraux et fait toutes les vérifications nécessaires.
- Chapitre III : nous avons pré dimensionner les éléments secondaires et calculer le ferrailage nécessaire pour chaque élément.
- Chapitre IV : notre projet étudié est un bâtiment implanté en zone III de forte sismicité de hauteur 31,62m, donc d'après le RPA99 (modifiée 2003) Art3.4. A.1.a, il est impératif d'introduire des voiles de contreventement.
En tenant compte de justification de coefficient de comportement, nous avons introduit des voiles porteurs avec d'une manière à rentrer dans les exigences du RPA99 (modifié 2003), (exp : excentricité accidentelle...). Et en s'appuyant sur le logiciel ETABS.
- Chapitre V : Nous avons calculer le ferrailage des éléments principale (poutre, poteaux, voile) avec toutes les vérifications exigées par les règlements.
- Chapitre VI : Pour les fondations nous avons opté pour

Bibliographie

- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- BAEL 91 modifié 99 et DTU associés. Jean, Pierre Mougins
- Pratiques du BAEL 91, cours et exercices corrigés. Jean Perchat, Jean Roux
- Règles parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- Formulaire du béton armé Victor DAVIDOVICHI
- DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Calcul pratique des tours en béton armé M, DIVER
- Calcul pratique des ossatures des bâtiments en béton armé (bâtiments courants – bâtiments de grande hauteur) Albert Fuentes
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- Cours et TD des années de spécialité.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes

Annexes

Annexes

**ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

LES DONNEE
Caractéristique du béton et
l'acier

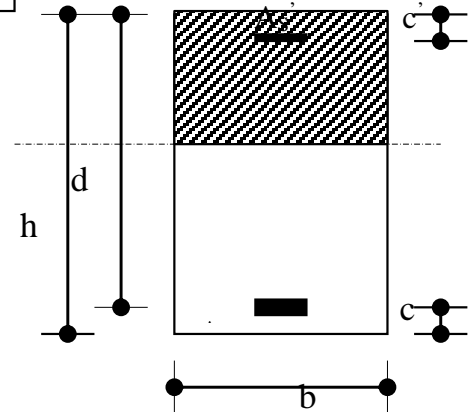
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$



Cas générale

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

cas accidentelle

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1$$

Oui

$$\mu < \mu_R$$

Non

$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}]$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

Oui

$$\mu \leq$$

Non

$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s = 3,5 \frac{0}{100} \left[\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right]$$

$$A_s = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$$

$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d - c') / d] - \zeta_{es}$$

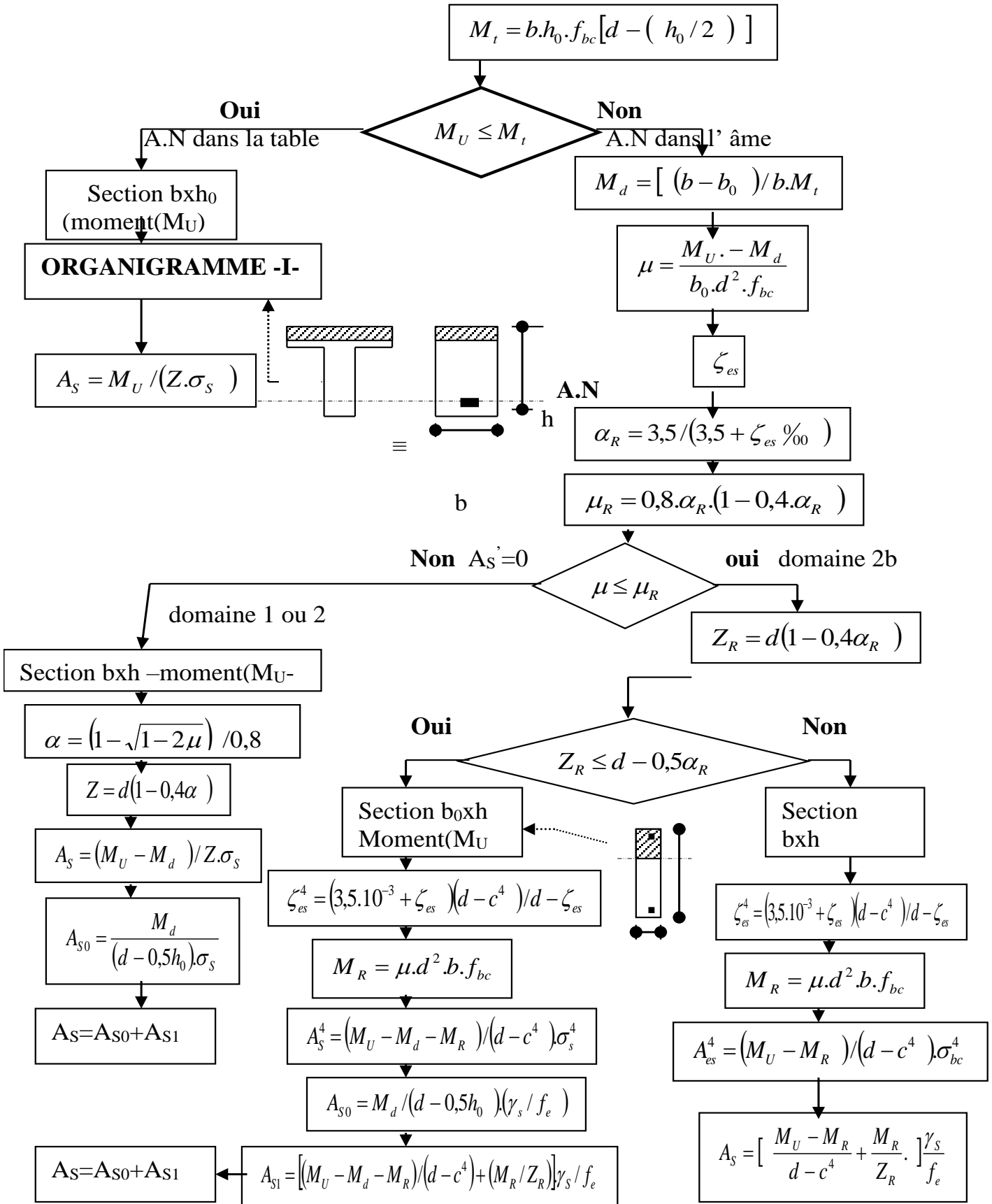
$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

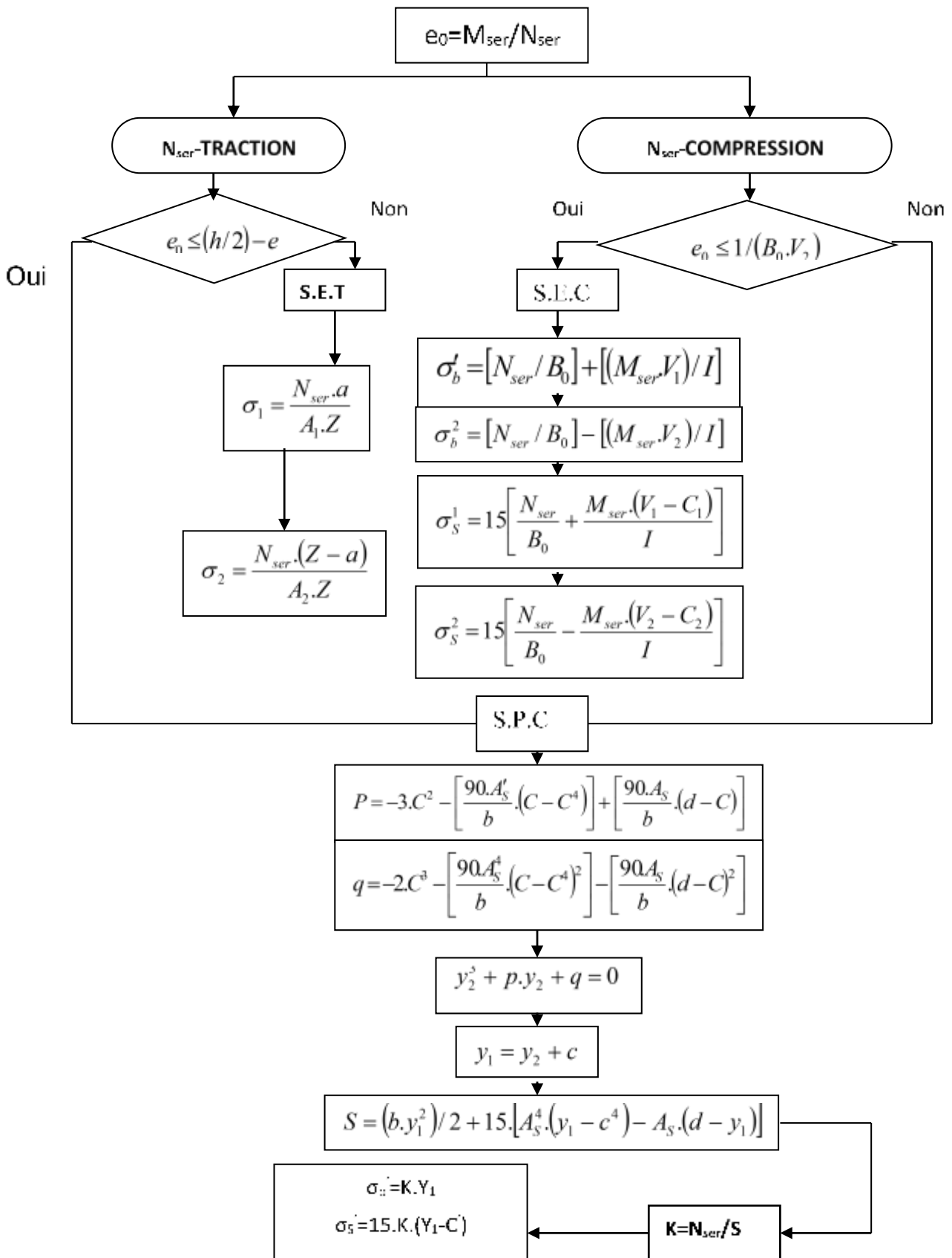
$$A_s' = (M_U - M_R) / [(d - c') \cdot \sigma_s']$$

$$A_s = \left[\frac{(M_U - M_R)}{(d - c')} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{f_e / \gamma_s}$$

**ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

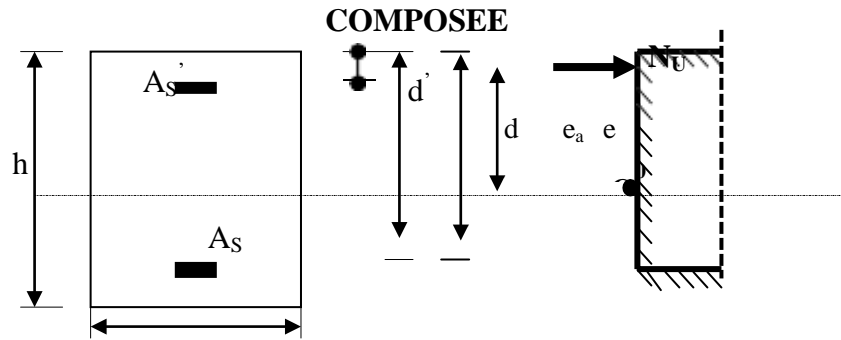


ORGANIGRAMME-III-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S



ORGANIGRAMME -IV-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION



LES DONNEES
 B, h, d, σ_{bc} , e, N_U , M_U

$$N_U = M_U / e$$

$$\psi_1 = \frac{N_U}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}$$

Oui

Non

$$\mu < 0.81$$

Calculer $E_{NC} = f(\psi_1)$

$$\chi = \frac{0,5 \left(\frac{d^4}{h} \right) - \left[\frac{(d-d') \cdot N_U - M_U}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}} \right]}{\left(\frac{6}{7} \right) - \left(\frac{d'}{h} \right)}$$

Oui

Non

Non

Oui

$$\rho < \rho$$

$$\gamma < 0.19$$

Section entièrement comprimée **E.L.U**
 Non atteint % minimal d'armatures $A=4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de parement
 $0,2\% \leq A/B \leq 5\%$

Section partiellement comprimée **E.L.U**
 Pouvant ne pas être atteint si passage ...

Section entièrement comprimée **PIVOT C**

Oui

Non

$$X >$$

$$A_s' = 0$$

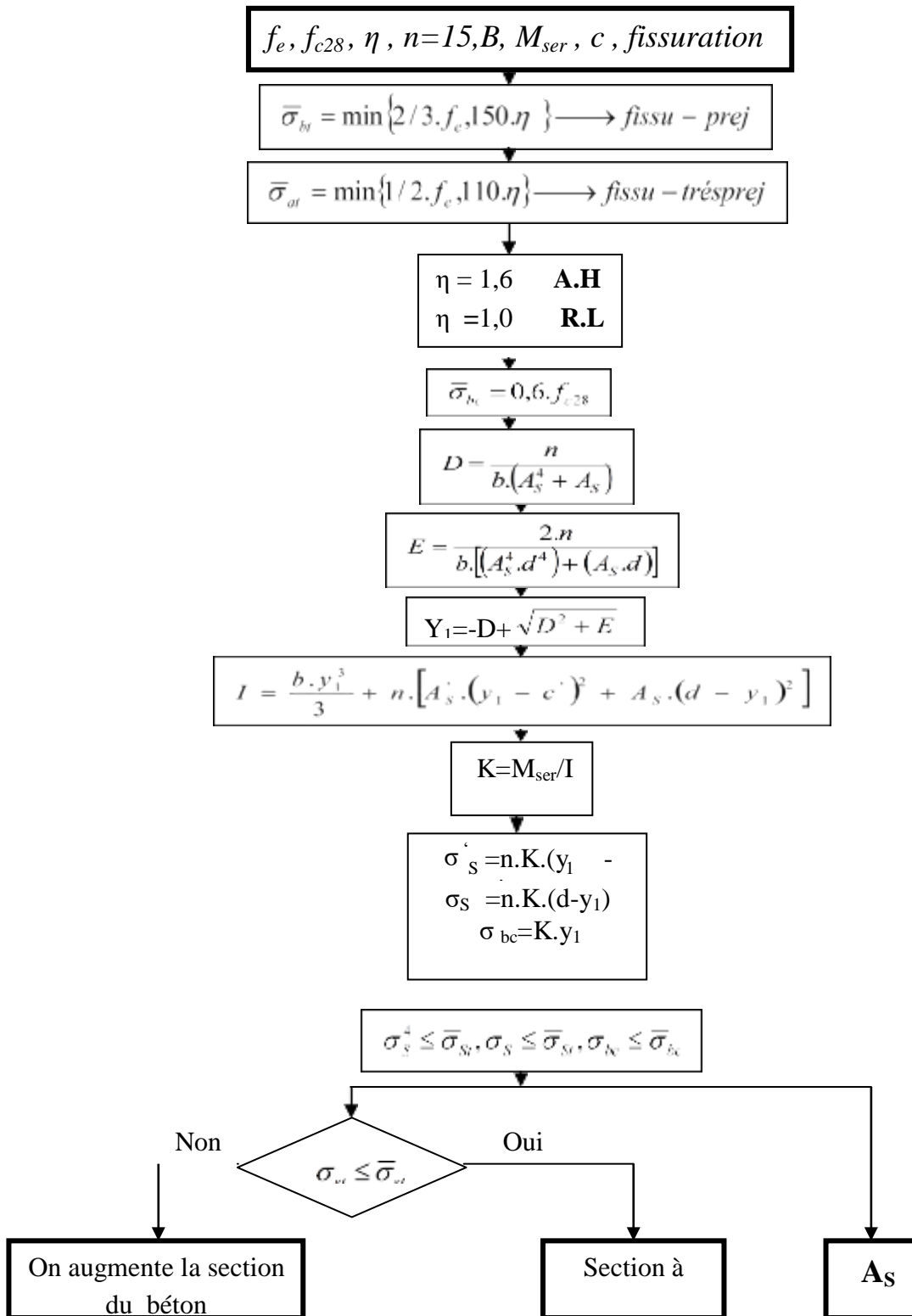
$$A_s = 0$$

$$A_s' \neq 0$$

$$A_s \neq 0$$

ORGANIGRAMME -V-

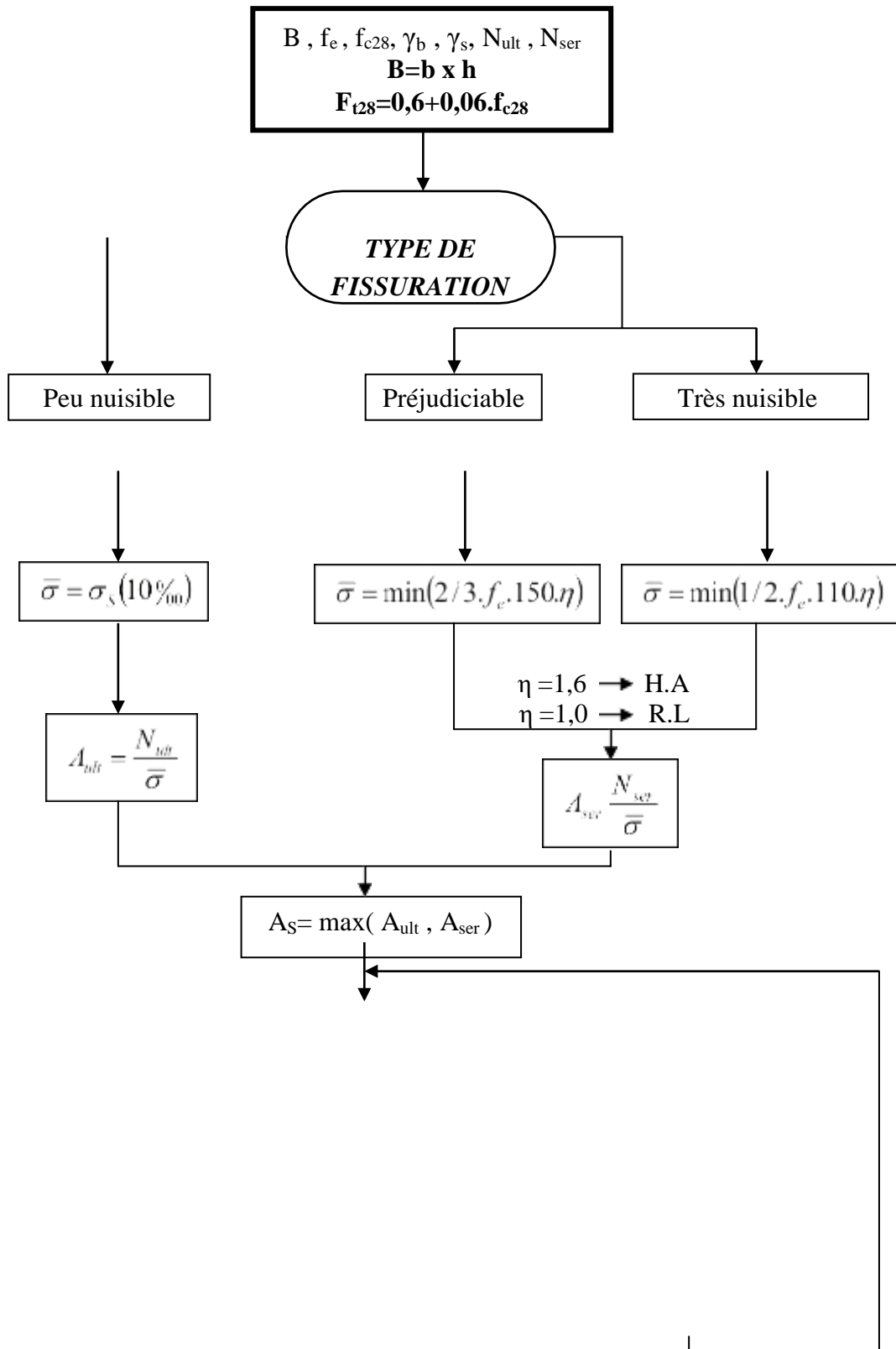
VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S



Annexes

ORGANIGRAMME -VI-

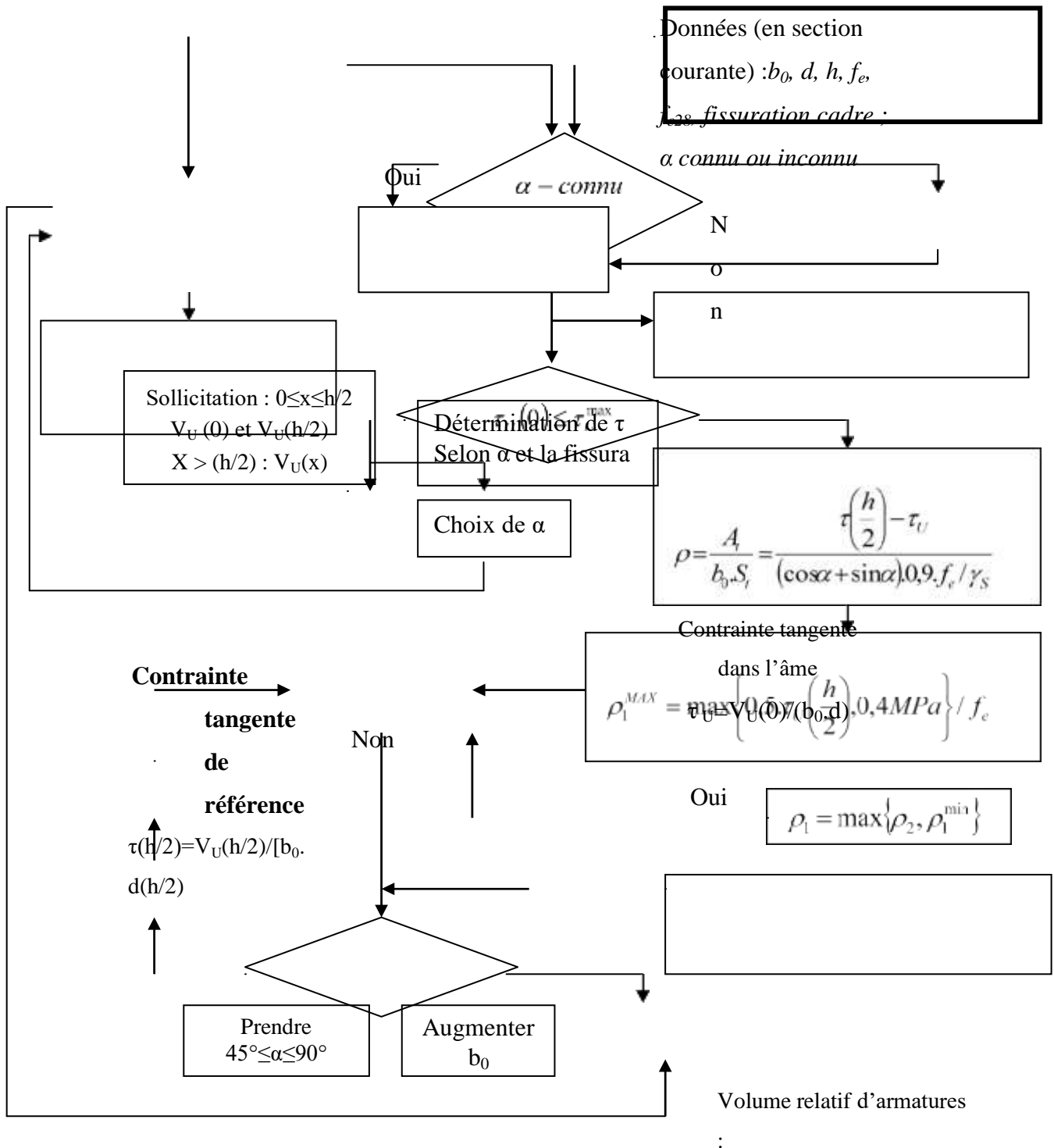
TRACTION SIMPLE



Annexes

ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT



Annexes

Espacement :
 $S_1 = A_1 / (\rho \cdot b_0)$

Volume minimal d'armatures :

Cadres ;section A_T fixée

Diminuer A_T

Oui

Non

$S_1 \leq$

Répartition des cadres

Espacement minimal :
 $S_T^{MAX} = \min [0,9 \cdot d ; 40\text{cm}]$

Annexes

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

ϕ \ N	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	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	49.04	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	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Tableau des armatures

Annexes

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées

$g = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

sur leur contour.