



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA 1

جامعة سعد دحلب - البلدية 1-

Faculté de Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التخرج

Pour l'Obtention du diplôme

DE MASTER EN GENIE CIVIL

Option : MATERIAUX

THÈME

Conception et Calcul Parasismique d'un Bâtiment R+7.

Analyse Sismique Pour Trois Types de Béton

Réalisé par :

M^{me} EL FERTAS – MERIEM

M^{me} ADDAOUI – SAMAH

Encadré par :

Promotrice: *M^{me} C. CHERFA (M.A.A)*

Co- Promotrice: *M^{me} AOUISSI (DR)*

PROMOTION : 2018-2019

Introduction générale

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage. Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, ...etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis-à-vis de ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "*RPA99 version 2003*") et le **CBA93**, l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Toute étude de projet d'un bâtiment doit respecter deux buts:

- **Un maximum de sécurité** (le plus important): consiste d'assurer la stabilité de l'ouvrage
- **Economie:** sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).

Méthodologie

Notre travail se subdivisera en six chapitres principaux :

Le premier chapitre est consacré à une recherche Bibliographique sur trois types de Béton

Le deuxième chapitre s'intéresse à la présentation de l'ouvrage, au Pré-dimensionnements des éléments structuraux.

Dans le troisième chapitre, nous trouverons une étude dynamique en zone sismique du bâtiment avec Béton ordinaire, suivis par une étude comparative sur Béton Auto-plaçant et Béton Léger.

Le quatrième chapitre s'intéresse au ferrailage des éléments résistants.

Introduction générale

Le cinquième chapitre et dernière étape de ce travail, se penche sur l'étude de l'infrastructure.
Enfin nous terminons notre travail par une conclusion générale.

Dédicace

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

Je dédie ce modeste travail :

A ma chère mère MiMi, source d'affection de courage et d'inspiration qui a tant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A mon père NEDJMEDINNE source de respect, en témoignage de ma profonde reconnaissance pour tout l'effort et le soutien incessant qu'il m'a toujours apporté.

A mes chers sœurs : NESRINE - FAIROUZ

A mon cher frère : MOHAMED YACINE

A mes chères grand-mères : HAFIDA, et YAMINA

A mon grand père : IBRAHIM EL KHALIL

A mes proches : RIDHA – MUSTAPHA- MOHAND-IBRAHIM-KAMILA- ZAHRA-FOUZIA-MOUNIRA-LEILA– ZHOR – Houria

A toute la famille EL FERTAS et la famille

A mon binôme SAMAH et sa famille pour lequel je souhaite une vie pleine de joie et de réussite.

*A toute la promo 2019, et à tous mes amis (es) de la faculté sans exception.
A tous ceux que je porte dans mon cœur.*

MERJEM

Dédicace

Je tiens à remercier tout d'abord Dieu qui m'a donné la force, le courage et la patience durant mes études pour enfin arriver à ce jour-là.

*Je dédie ce modeste travail à ma chère mère **Zahia** qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie*

*A mon très cher père **Said** qui ne cesse constamment de m'entourer de son affection grandissant, de m'enrichir de son expérience, de me prodiguer ses conseils et qui m'a permis de mieux comprendre la vie*

Je vous dédie ce travail en témoignage de ma reconnaissance infinie pour les énormes sacrifices consentis à mon éducation

*Sans oublier mes chères frères **Walid, Anis et Akram***

*Mes chères tantes **Leila Zoubida et Nadia***

*A ma chère grande mère **Ouardia***

*A ma chère cousine **Anfel***

A toutes les personnes qui ont contribué à ma formation

*A mon binôme **Meriem** pour sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet*

*A toutes mes amies particulièrement **Fatouma et Sanaa***

*A toute la promo **2019**, en particulier **Mahdi***

A tous ceux que je porte dans mon cœur je dédie ce modeste travail.

SAMAH

Sommaire

Remerciements

Dédicace

Résumé

Liste des tableaux

Liste, des figures

Liste des symboles

Introduction générale..... (1)

Chapitre I : recherche bibliographique

I.1 Le béton ordinaire

I.1.1 Historique..... (4)

I.1.2 définition..... (4)

I.1.3 les composantes du béton..... (5)

I.1.4 Caractéristique du béton..... (9)

I.1.4.1 A l'état frais..... (9)

I.1.4.2 : l'état durci (11)

I.1.5 Domaine d'application..... (15)

I.2 Le béton autoplaçant

I.2.1 Historique..... (16)

I.2.2 Définition..... (16)

I.2.3 Les composantes du béton autoplaçant..... (17)

I.2.4 Caractéristique du béton autoplaçant..... (18)

I.2.4.1 A l'état frais..... (18)

I.2.4.2 : l'état durci (19)

I.2.5 Domaine d'application..... (21)

I.3 Le béton léger

I.3.1 Historique..... (22)

I.3.2 définition.....	(22)
I.3.3 les composantes du béton léger.....	(23)
I.3.4 Caractéristique du béton léger.....	(24)
I.3.4.1 A l'état frais.....	(24)
I.3.4.2 : l'état durci	(25)
I.3.5 Domaine d'application.....	(28)

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage et Pré-dimensionnement

II.1. Présentation de l'ouvrage.....	(30)
II.2.caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux.....	(32)
II. 3.Hypothèse de calcul.....	(34)
II.4. Pré-dimensionnement.....	(34)
II.4.1- Introduction.....	(34)
II.4.2- Pré dimensionnement des différents éléments.....	(34)
A - Pré dimensionnement des Planchers	(35)
B- Evaluation des charges.....	(38)
C – pré-dimensionnement des poutres.....	(42)
D-Pré-dimensionnement des poteaux	(48)
E – Pré dimensionnement des voiles.....	(59)

Chapitre III : Analyse Sismique du Bâtiment pour trois Types de béton

III.1. Introduction.....	(63)
III.2. Etude dynamique.....	(63)
III.3.Modélisation de la structure étudiée.....	(65)
III.4.Etude sismique.....	(66)

II.5. Résultats de l'analyse sismique.....	(77)
III.6. Vérification Spécifique Aux Sollicitations Normales.....	(86)
III.7. Justification du choix du coefficient de comportement R.....	(90)
III.8.Introduction.....	(94)
III.8.1. Bâtiment avec du béton auto plaçant (BAP).....	(94)
III.8.2. Bâtiment avec du béton auto plaçant (BL).....	(100)

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

IV.1-Introduction.....	(107)
IV.2-Ferrailage des poteaux.....	(107)
IV.3.Ferrailage des poutres.....	(131)
IV.4. Ferrailage des voiles.....	(153)

Chapitre V : Etude des fondations

V .1 Introduction.....	(180)
V .2 Types des fondations.....	(180)
V.3 Choix du type de fondation.....	(181)
V. 4 Calcul des fondations.....	(181)
Conclusion générale.....	(208)
Référence.....	(210)

Annexe

Liste Des Tableaux

Chapitre I

Tableau 1 : Liste des différents types de ciments courants normalisés par la norme NF P 15- 301.....	6
Tableau. 2 : Classes de résistance du ciment.....	6
Tableau.3 : exemple de formulation d'un béton auto-plaçant.....	18
Tableau.4 : exemple de formulation d'un béton léger.....	24
Tableau II.1 : Charge permanente de plancher terrasse non accessible.....	38
Tableau II.2 : charge permanent de plancher étage courant	39
Tableau II.3 : charge permanent de plancher dalle pleine.....	39
Tableau II.4 : Charge permanent de plancher terrasse dalle pleine.....	40
Tableau II .5 : Descente des charges de Murs extérieurs.....	40
Tableau II.6 : Surface reprise par chaque poteau.....	52
Tableau II.7 : Loi de dégression.....	52
Tableau II.8 : Choix finale des poteaux centraux.....	54
Tableau II.9 : Choix finale des poteaux des rives.....	56
Tableau II.10 : choix finale des poteaux d'angle	56
Tableau II.11 : choix finale des poteaux circulaire.....	57
Tableau III.1 : valeurs des pénalités P_q	74
Tableau III.2 : Récapitulatif des paramètres sismiques retenus.....	76
Tableau III.3 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle initial(BO).78	
Tableau III.4 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 01(BO).....	79
Tableau III.5 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 01 (BO)....	81
Tableau III.6 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 01(BO).....	82
Tableau III.7 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle finale (BO)	84
Tableau III.8 .Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle finale (BO).....	85

Tableau III.9 : Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux circulaire modèle Finale (BO).....	87
Tableau III.10 : Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux carrée (BO).....	88
Tableau III.11 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle finale Après la Vérification spécifique aux sollicitations normales (BO).....	89
Tableau III.12 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle finale Après la vérification spécifique aux sollicitations normales(BO).....	91
Tableau III.13 : Vérification de la portance des voiles.....	92
Tableau III.14 : Pourcentages des efforts tranchants dans les deux sens«X et Y»(BO).	92
Tableau III.15 : Sections des poteaux et des voiles.....	95
Tableau III.16 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 01(BAP)...	95
Tableau III.17 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 01(BAP).....	97
Tableau III.18 : Récapitulatifs des résultats de l'analyse sismique.....	98
Tableau III.19 : Sections des poteaux et des voiles.....	100
Tableau III.20 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 01(BL)...	101
Tableau III.21 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 01(BL).....	102
Tableau III.22 : Récapitulatifs des résultats de l'analyse sismique.....	103
Tableau III.1 : les contraintes.....	108
TableauIV.2 : Ferrailages des poteaux carrés à L'ELU.....	112
TableauIV.3 : Ferrailages des poteaux carrés (G+Q±E).....	113
TableauIV.4 : Ferrailages des poteaux carrés (0,8 G ± E).....	114
TableauIV.5 : Ferrailages des poteaux circulaire à L'ELU.....	115
TableauIV.6 : Ferrailages des poteaux circulaires à G+Q±E.....	116
TableauIV.7 : Ferrailages des poteaux circulaire (0,8G ± E).....	117
TableauIV.8 : Choix des Armatures des Poteaux carrée.....	118
TableauIV.9 : Choix des Armatures des Poteaux circulaires.....	119
TableauIV.10 : Vérification des Contraintes des Poteaux carrée.....	120

TableauIV.11 : Vérification des Contraintes des Poteaux circulaire.....	121
TableauIV.12 : Vérification de la Contrainte de Cisaillement Des poteaux carrés..	123
TableauIV.13 :Vérification de laContrainte deCisaillementDes poteaux circulaire..	124
TableauV.14 : Espacements Maximums selon R.P.A.99 (poteaux carrée).....	126
TableauIV.15 : Espacements Maximums selon R.P.A.99 (Poteaux circulaires).....	127
TableauIV.16 : Choix des Armatures Transversales des Poteaux carrée.....	127
TableauIV.17 : Choix des Armatures Transversales des Poteaux circulaire.....	128
TableauIV.18 : Ferrailage des Poutres 25x35 PP1.....	134
TableauIV.19 : Ferrailage des Poutres 30x45 PP2.....	135
TableauIV.20 : Ferrailage des Poutres 25x30 PP3.....	136
TableauIV.21 : Choix des Armatures pour des Poutres PP1 (25x 35).....	137
TableauIV.22 : Choix des Armatures pour des Poutres PP2 (30x 45).....	138
TableauIV.23 : Choix des Armatures pour des Poutres PP3 (25x 30).....	139
TableauIV.24 : Récapitulatifs de choix d'armatures pour les poutres.....	140
TableauIV.25 : Vérification de la Condition de Non Fragilité.....	141
TableauIV.26 : Vérification des Poutres à l'ELS.....	142
TableauIV.27 : Vérification de la Contrainte de Cisaillement.....	143
TableauIV.28 : Calcul des Armatures Transversales.....	144
TableauIV.29 : Valeurs de (l_f/l).....	155
TableauIV.30 : Calcul de $\sigma_{u\ lim}$	156
TableauIV.31 : Aciers verticaux.....	157
TableauIV.32 : Aciers transversaux.....	158

TableauIV.33 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour V1.....	163
TableauIV.34 : Calcul des armatures verticales de l'exemple.....	164
TableauIV.35 : Caractéristiques des voiles.....	166
TableauIV.36 : Calcul des armatures du voile (V1) (V1').....	167
TableauIV.37 : Calcul des armatures du Trumeau (V4) (V4').....	168
TableauIV.38 : Calcul des armatures du voile (V2).....	169
TableauIV.39 : Calcul des armatures du Trumeau (V3) (V3').....	171
TableauIV.40 : Calcul des aciers de couture des voiles.....	172
TableauIV.41 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	172
Tableau V .1 : Calcul de la surface nécessaire pour la semelle filante.....	184
Tableau V .2 : Choix de hauteur des nervures (sens Transversale).....	188
Tableau V .3 : Choix de hauteur des nervures (Sens longitudinale).....	189
Tableau V .4 : caractéristiques géométriques du radier.....	191
Tableau V .5 : Vérification de la stabilité du radier.....	193
Tableau V .6 : Contraintes sous le radier à l'ELU.....	194
Tableau V .7 : Contraintes sous le radier à l'ELS.....	195
Tableau V .8 : Calcul des moments à l'ELU.....	197
Tableau V .9 : Calcul des moments à l'ELS.....	198
Tableau V .10 : Ferrailage des panneaux du radie.....	199
Tableau V .11 : Vérifications CNF.....	200
Tableau V .12 : Vérification des contraintes (radier).....	200
Tableau V .13 : Ferrailage des nervures (sens longitudinale).....	201
Tableau V .14 : Ferrailage des nervures (Sens transversale).....	202
Tableau V .15 : Vérification de la condition de non fragilité.....	202
Tableau V .16 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	203

Tableau V .17 : Ferrailage du débord.....	206
Tableau V .18 : Vérification des contraintes du débord.....	207

Liste Des Figure

Figure I.1 : Les constituants du béton (Fabrication du béton frais).....	04
Figure I.2 : Le ciment dans sa forme la plus générale.....	04
Figure I.3 : Les granulats.....	06
Figure I.4 : Tamis d'analyse avec leur refus correspondants.....	06
Figure I.5 : Quelques dimensions de granulats.....	07
Figure I.6 : Eau de gâchage	07
Figure I.7 : Essai d'étalement sur table à choc.....	09
Figure I.8 : Evolution de la résistance en compression d'un béton en fonction de son âge.....	10
Figure I.9 : Courbe contrainte-déformation du granulats, pâte de ciment, mortier, Béton.....	11
Figure I.10 : Contraction d'une section soumise à un allongement.....	12
Figure I.11 : Comportement en fluage du béton	13
Figure I.12 : La courbe de retrait correspond au moment où le béton se fissure.....	14
Figure I.13 : Composantes du béton autoplaçant.....	16
Figure I.14 : Coulage d'un béton autoplaçant	16
Figure I.15 : Essai d'étalement au cône d'abram.....	17
Figure I.16 : Essai à la boîte en L.....	18
Figure I.17 : Evolution de la Rc de BAP en fonction du temps.....	18
Figure I.18 : Le béton léger.....	21
Figure I.19 : Les types de béton léger.....	22
Figure I.21 : Variation de la résistance en fonction de la masse volumique du béton léger.....	24
Figure I.22 : Modules élastiques de bétons légers à 28 j.....	25
Figure I.23 : Le fluage de béton léger.....	26
Figure I.24 : Retraits de séchage de béton léger.....	26
Figure II.1 : Plan de masse.....	30
Figure II.2 : Diagramme Contraintes – Déformations de l'Acier.....	33
Figure II.3 : Schéma du Plancher à corps creux.....	35

Figure II.4 : Schéma du plancher à dalle pleine.....	36
Figure II.5 : Detaille de plancher terrasse.....	38
Figure II.6 : Détaille du plancher courant.....	39
Figure II.7 : Mur extérieur.....	41
Figure II.8 : Dimension de l'acrotère.....	41
Figure II.9 : Vue en plan avec les différents Types de poutre.....	43
Figure II.10 : Les différentes dimensions des poutres.....	47
Figure II.11 : Vue en plan « Types de Poteaux ».....	51
Figure II.12 : Section réduite du poteau carré.....	51
Figure II.13 : Schéma du voile.....	60
Figure II.14 : Coupe de voile en plan.....	61
.	
Figure IV.1 : Les Etapes du Calcul Sismique.	67
Figure IV.2 : Modèle initial (BO)	77
Figure IV.3 : Modèle 01(BO)	80
Figure IV.4 : Modèle finale (BO)	83
Figure IV.5 : Repérage des Poteaux.	86
Figure IV.1 : Modèle 01 (BAP)	94
Figure IV.2 : Modèle 01 (BL)	100
.	
Figure VI.1 : Zone Nodale.	109
Figure VI.2 : Ferrailage des poteaux carrés.	129
Figure VI.3 : Ferrailage des poteaux circulaires.....	130
Figure VI.4 : Disposition des Poutres.	133
Figure VI.5 : Figure. VI.5.Ferrailage des poutres.....	153
Figure VI.6 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	154
Figure VI.7 : Définition de l'élément mur.....	155
Figure VI.8 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	160
Figure VI. 9 : Disposition des Armatures verticales dans les voiles.....	161
Figure VI.10 : Disposition des voiles.....	165
Figure VI.11 : Détail de Ferrailage du voile (V2- V2'), coupe horizontale.....	173
Figure VI.12 : Détail de Ferrailage du Trumeau (V3) (V3'), coupe horizontale.....	173
Figure VI.13 : Ferrailage des linteaux.....	178

Figure VII.1 : Vu en plan des poteaux de la fondation.....	180
Figure VII.2 : Dimensions de la semelle isolée.....	182
Figure VII.3 : Schéma statique du bâtiment.....	192
Figure VII.4 : Contraintes sous le radier.....	194
Figure VII.5 : Schéma du panneau le plus sollicité.....	198
Figure VII.6 Ferrailage de Radier Nervuré d'après ce dessin.....	200
Figure VII.7 : Ferrailage des nervures pour sens transversale	204
Figure VII.8 : Ferrailage des nervures pour sens longitudinale.....	204
Figure VII.9 : Schéma statique du débord.....	205
Figure VII.10 : Diagramme des Moment.....	205
Figure VII.11 : Ferrailage du Débord.....	207

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- \varnothing : 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.
- $\overline{\sigma_s}$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ε : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- E.L.U : Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage, facteur d'amplification.
- L : Longueur ou portée.

- L_f : Longueur de flambement.
- 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.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
- W : Poids de la structure.
- R : coefficient de comportement.
- BAP : béton auto plaçant
- BO : béton ordinaire
- BL : béton léger

Introduction générale

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage. Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, ...etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis-à-vis de ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "*RPA99 version 2003*") et le **CBA93**, l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Toute étude de projet d'un bâtiment doit respecter deux buts:

- **Un maximum de sécurité** (le plus important): consiste d'assurer la stabilité de l'ouvrage
- **Economie:** sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).

Méthodologie

Notre travail se subdivisera en six chapitres principaux :

Le premier chapitre est consacré à une recherche Bibliographique sur trois types de Béton

Le deuxième chapitre s'intéresse à la présentation de l'ouvrage, au Pré-dimensionnements des éléments structuraux.

Dans le troisième chapitre nous pondérons le calcul des éléments non structuraux.

Dans le quatrième chapitre, nous trouverons une étude dynamique en zone sismique du bâtiment avec Béton ordinaire, suivis par une étude comparative sur Béton Auto-plaçant et Béton Léger.

Introduction générale

Le cinquième chapitre s'intéresse au ferrailage des éléments résistants.

Le sixième chapitre et dernière étape de ce travail, se penche sur l'étude de l'infrastructure.

Enfin nous terminons notre travail par une conclusion générale.

CHAPITRE I

*RECHERCHE
BIBLIOGRAPHIQUE*

I. Recherche bibliographique :

I.1 Le béton ordinaire :

I.1.1 Historique :

Le béton est né du besoin d'avoir un matériau de construction bon marché, malléable au moment de le mettre en place et résistant ensuite. [1]

L'histoire du béton montre que sa technique, bien fixée empiriquement par les Romains, avec la chaux grasse et la pouzzolane, a évolué seulement au 19^{ème} siècle, après l'apparition des chaux hydrauliques et des ciments [2]

L'invention du ciment, généralement attribuée à John Smeaton, vers 1756, ainsi que les développements apportés par Joseph Aspdin, qui déposa en 1824 un brevet sur la fabrication du « ciment de Portland », et par Louis-Joseph Vicat, à la même époque, sont cependant à l'origine de la naissance ou de la renaissance du béton. Le ciment est en effet le composant essentiel du mélange à partir duquel est fabriqué le béton [3]

De nos jours Le béton est le matériau le plus utilisé dans les constructions à travers le monde. En effet, sa rapidité de fabrication, sa mise en place, son faible cout et ses performances mécaniques ainsi que sa durabilité ont contribué `à accroitre son utilisation pour tous les ouvrages, comme des immeubles, des ponts, des centrales nucléaires, . . . [4]

I.1.2 définition :

C' est un composite hétérogène qui résulte du mélange adéquat d'un squelette granulaire et d'un liant qui est la pâte de ciment hydratée et parfois des adjuvant qui ont pour rôle d'améliorer la qualité du béton , Le développement de l'emploi d'un matériau de construction repose sur des critères techniques et économiques. La résistance mécanique et la durabilité du matériau fondent les principaux critères de choix techniques. La disponibilité et le faible coût des matières premières, la facilité d'emploi et le prix de revient du matériau valident les conditions économiques, le béton répond parfaitement à ces conditions de choix

I.1.3 les composantes du béton

Le béton est un matériau composite obtenu par le mélange en proportion étudiée de gravier, sable, ciment et d'eau (figure I.1). Ses propriétés dépendent de la nature et de la qualité de ses composants ainsi que de leur proportion relative [3].

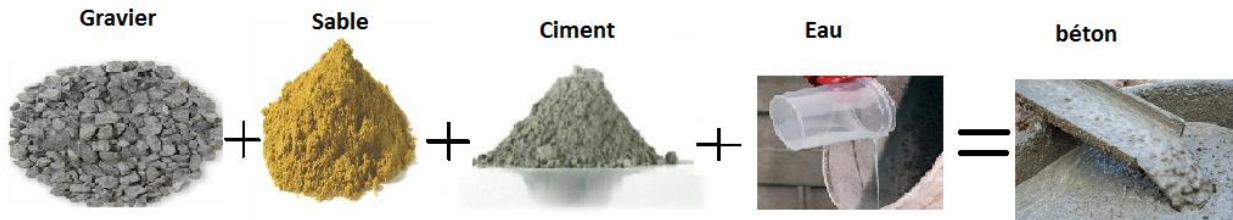


Figure. I.1 Les constituants du béton.

Afin de mieux connaître ces composants, on va les présenter un par un dans le paragraphe suivant :

I.1.3.1 Le ciment

Le ciment est un produit obtenu par la cuisson d'un mélange de calcaire et d'argile à 1450°C en proportions respectives moyennes de 80 % et 20 %, ce qui donne naissance à un liant hydraulique qui se présente sous la forme d'une poudre minérale fine (figure I.2), qui en s'hydratant en présence d'eau, et forme une pâte qui fait prise et durcit progressivement à l'air ou dans l'eau. Le durcissement du ciment est principalement dû à l'hydratation du silicate tricalcique, un composant majeur du clinker. [5]



Figure. I.2 le ciment dans sa forme la plus générale.

Les ciments peuvent être classés selon leurs compositions chimiques en plusieurs types tableau 1.1 ou selon leur résistance tableau 2[6]

Désignation	Types de ciment	Clinker %	Ajouts et Teneurs en %	Matière secondaire
CEM I	Ciment portland	95 à 100 %	-----	0 à 5%
CEM II /A	Ciment portland composé	80 à 94 %	L'un des Ajouts - 6 à 20 %	
CEM II /B		65 à 79 %	- 21 à 35 %	
CEM III/A	Ciment de haut fourneau	35 à 64 %	- 35 à 65 %	
CEM III/B		20 à 34 %	Laitier - 66 à 80 %	
CEM III/C		5 à 19 %	- 81 à 95 %	
CEM IV/A	Ciment pouzzolanique	65 à 90 %	Pouzzolane, - 10 à 35 % cendre	
CEM IV/B		45 à 64 %	ou fumée silice - 36 à 55 %	
CEM V / A	Ciment au laitier et aux cendres	40 à 64 %	laitier - 18 à 30 %	
CEM V / B		20 à 39 %	et cendre - 31 à 50 %	

Tableau 1.1 : Liste des différents types de ciments courants normalisés par la norme NF P 15- 301

Classe de résistance	Résistance à la compression (MPa)	
	2 jours Limite inf	28 jours Limite inf
32.5N (Normale)	-	≥ 32.5
32.5R (Rapide)	≥ 13.5	≥ 32.5
42.5	≥ 12.5	≥ 42.5
42.5R	≥ 20	≥ 42.5
52.5	≥ 20	≥ 52.5
52.5R	≥ 30	≥ 52.5

Tableaux1.2 : Classes de résistance du ciment

I.1.3.2 Les granulats :

Les granulats consistent en un ensemble de grains minéraux de dimensions comprises entre 0 et 125mm (figure1.3), dans la pratique entre 0 et 25 mm pour la confection des bétons courants. Pour leur origine ils peuvent être d'origine détritique, sédimentaire, métamorphique ou éruptive. On distingue les granulats roulés, extraits de ballastières naturelles ou dragués en rivière ou en mer, et les granulats concassés, obtenus à partir de roches exploitées en carrière [3]



Figure.I.3. les granulats.

En réalité un processus de tamisages successifs au travers de tamis à mailles carrées de différentes dimensions (figureI.4) permet de qualifier dimensionnellement un granulat de la façon très schématique suivante : On appelle granulat d/D un ensemble de grains tels que [7] :

- les grains passent par le tamis de maille D.
- les grains ne passent pas par le tamis de maille d.
- d et D sont exprimés en mm.

Si $d < 0,5$ mm, le granulat est désigné par 0/D.

d/D ou 0/D sont appelées classes granulaires, Ils sont divisés, par « dimensions » croissantes, en cinq familles : fillers, sables, graves, gravillons, ballasts [7]



Figure.I.4. Tamis d'analyse avec leur refus correspondants.

Les granulats les plus utilisés pour la confection des bétons sont:

- les fillers [0/D ; $D < 2$ mm avec ≥ 70 % de passant à 0,063 mm et ≥ 85 % de passant à 1,25mm]
- les sables [0/D ; $D \leq 4$ mm]
- les gravillons [d/D ; $d \geq 2$ mm ; $D \leq 63$ mm]. [7]



Figure.I.5. quelque dimensions de granulat.

I.1.3.3 L'eau degâchage

La présence de l'eau dans le béton joue un rôle de maniabilité à l'état frais ainsi qu'elle entraîne l'hydratation de ciment.

Sachant que l'eau est constituée de molécules polaires de H₂O dont la taille est approximativement égale à 1 angström. Ces particules exercent les unes sur les autres des forces d'attraction de type Van der Waals qui jouent un rôle fondamental sur ses propriétés rhéologiques. L'eau étant un milieu diélectrique qui modifie les forces inter granulaires. Son action n'est pas négligeable pour les grains très fins (tels que les ciments et les fines). [2]



Figure.I.6. Eau de gâchage.

I.1.3.4 Les adjuvants

les adjuvants sont des produits chimiques incorporés aux bétons à des quantités inférieures à 5% du poids des ciment sous forme généralement liquide à température ordinaire au moment du malaxage[7]. Leurs rôles sont d'améliorer les propriétés du béton à l'état frais ou durci

Les grandes familles de fonctions remplies peuvent être rangées en trois catégories[7] :

-modification de l'ouvrabilité du béton frais

- Plastifiant : améliore la maniabilité du béton sans l'altérer.
- Superplastifiant : améliore la maniabilité.

– modification de la cinétique de la prise et/ou du durcissement

- Accélérateur de prise : diminue le temps de prise du béton.
- Accélérateur de durcissement : accélère le temps de durcissement du béton.
- Retardateur de prise : ralentit le temps de prise du béton sans l'altérer

– modification d'autres propriétés particulières

- entraîneur d'air : permet la formation de petites bulles d'air réparties de manière homogène. Ce qui augmente la maniabilité et la résistance au gel du béton à l'état solide.
- Hydrofuge : améliore l'imperméabilité du béton en obturant les pores.

I.1.4 Caractéristique du béton

I.1.4.1 A l'état frais :

I.1.4.1.1 L'ouvrabilité

La principale propriété du béton à cet état est son ouvrabilité, qui permet de définir sa capacité de mise en œuvre facilement (remplissages des coffrages et enrobage des armatures), où elle est influencée par le dosage et la quantité des composants, la granulométrie et le type de granulat utilisé dans la formulation de béton, le volume d'air et surtout la quantité d'eau introduite influent cette propriété.[8]

Cependant la formulation d'un béton doit posséder une excellente ouvrabilité, sauf qu'on doit faire attention aux phénomènes suivants :

- Un ressuage qui est un phénomène de remontée d'une partie de l'eau de gâchage à la surface du béton frais
- L'augmentation de la porosité et du retrait.
- Une diminution de la résistance et un risque de ségrégation des constituants [9]

Il faut savoir que cette caractéristique peut être déterminée à travers plusieurs essais tels que :

- l'étalement à la table à chocs : un échantillon de béton (B) forme comme le slump-test dans un moule tronconique en tôle (A) et placé sur une table métallique de 70*70 cm constituée de deux plaques articulées par une charnière le long d'un bord, on soulève la plaque supérieure de 4 cm et on la laisse retomber, ceci 15 fois de suite (C), la masse de béton s'étale en une galette dont le diamètre moyen A est la mesure de l'étalement (D) voir figure (1.7) [10]

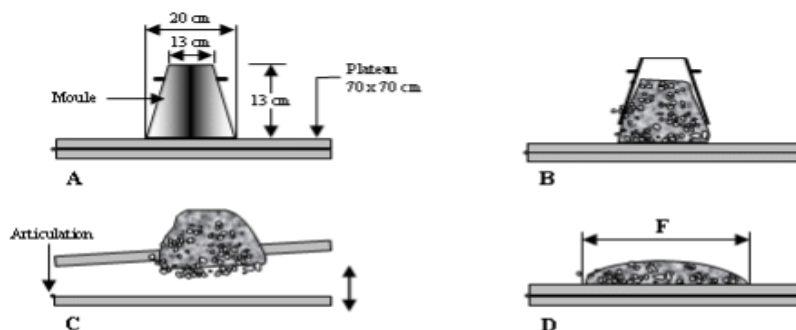


Figure I.7. Essai d'étalement sur table à choc.

- l'affaissement au cône d'Abrams (Slump) : Cet essai consiste à mouler des troncs de cône en béton (base de diamètre 20 cm, partie haute de diamètre 10 cm). On remplit le cône en 3 couches piquées chacune 25 coups avec une tige métallique de 16 mm de diamètre. Le moule est ensuite soulevé avec délicatesse et l'on mesure, aussitôt après, l'affaissement [8].

I.1.4.2 A l'état durci :

I.1.4.2.1 Résistance à la compression :

Dans les cas courants un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours (f_{c28}) dite "valeur caractéristique requise" (figure I.8). Cette résistance se mesure par des essais de compression simple sur éprouvettes cylindriques 16*32 de section 200 cm^2 [11] à des âges différents de 28 jours cette résistance peut être estimée à l'aide de formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} j < 28 \text{ jours} : f_{cj} = 0,658 \times f_{c28} \times \text{Log}_{10}(j + 1) \\ \text{Pour } j > 28 \text{ jours} : f_{cj} = f_{c28} \\ j \gg 28 \text{ jours} : f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \end{array} \right.$$

Les bétons courants ont une résistance de 20 à 40MPa, [3]

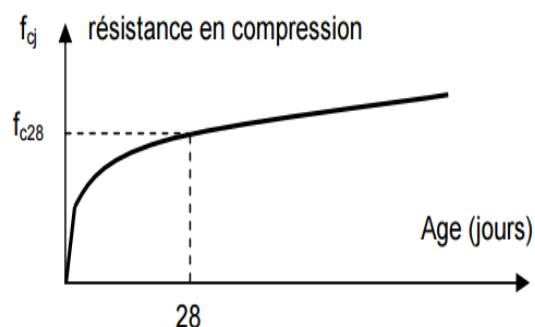


Figure.I.8. Evolution de la résistance en compression d'un béton en fonction de son âge

I.1.4.2.2 Résistance à la traction du béton

La résistance à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} et exprimées en MPa est définie conventionnellement en fonction de la résistance à la compression par la relation [12] :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \text{ si } f_{c28} < 60 \text{ MPa et}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{c28}^{\frac{2}{3}} \text{ si } 60 < f_{c28} < 80 \text{ MPa}$$

I.1.4.2.3 Le module d'élasticité E

Le module d'Young est l'une des caractéristiques mécanique principales des matériaux de structure, il est obtenu à partir de la courbe contrainte-déformation $\sigma - \varepsilon$ (figure 1.9) et précisément dans le domaine élastique suite à un essai de compression, d'où il peut être déterminé par les formules suivantes :

-Déformations instantanées : sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures. On admet à l'âge de j jours un module de déformation instantanée du béton de :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad [12]$$

-Déformation différées : les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage le module de déformation différée correspondant à des charges de longue durée d'application (réglementairement plus de 24 heures) est [12] :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \quad \text{si} \quad f_{cj} < 60 \text{ MPa}$$

$$E_{vj} = 4400(f_{cj})^{1/3} \quad \text{si} \quad 60 < f_{cj} < 80 \text{ MPa (sans fumée de silice)}$$

$$E_{vj} = 6100(f_{cj})^{1/3} \quad \text{si} \quad 60 < f_{cj} < 80 \text{ MPa (avec fumée de silice)}$$

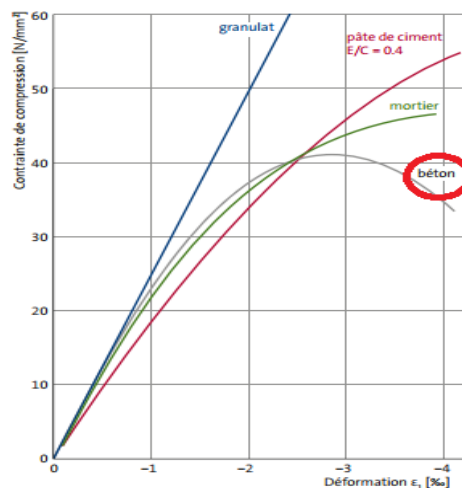


Figure I.9. Courbe contrainte-déformation du granulat, pâte de ciment, mortier, Béton.

I.1.4.2.6 Coefficient de poisson

Suite à l'application d'un effort de compression (traction) on peut déterminer le **coefficient de Poisson** qui permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué (Figure 1.10) [13].

$$\nu = \frac{\text{contraction transversal unitaire}}{\text{allongement axial unitaire}}$$

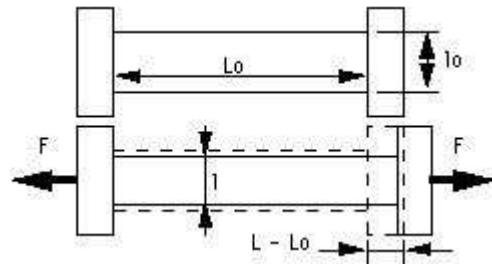


Figure 1.10. Contraction d'une section soumise à un allongement.

$$\nu = \frac{(l_0 - l) / l_0}{(L - L_0) / L_0}$$

$\nu = 0,2$ --- Pour les justifications à l'état limite de service.

$\nu = 0,0$ --- Pour les justifications à l'état limite ultime.

I.1.4.2.5 La masse volumique

C'est le rapport entre la masse de matériau et le volume réel des grains (somme des volumes élémentaires des grains y compris le volume des pores fermés).

Cette masse volumique varie entre 2 300 et 2 500 $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ pour un béton ordinaire.

I.1.4.2.7 Le fluage

Lorsqu'il est soumis à l'action d'une charge de longue durée, le béton se comporte comme un matériau visco-élastique. La déformation instantanée qu'il subit au moment de l'application de la charge est suivie d'une déformation lente ou différée qui se stabilise après quelques années. C'est ce que l'on appelle le fluage. Le fluage est pratiquement complet au bout de 3 ans. Au bout d'un mois, les 40 % de la déformation de fluage sont effectués et au bout de six mois il atteint les 80% (figure I.11), l'estimation de la déformation de fluage : $\Delta l = 4$ à 5 ‰ longueur, cette déformation varie surtout avec la contrainte moyenne permanente imposée au matériau [14].

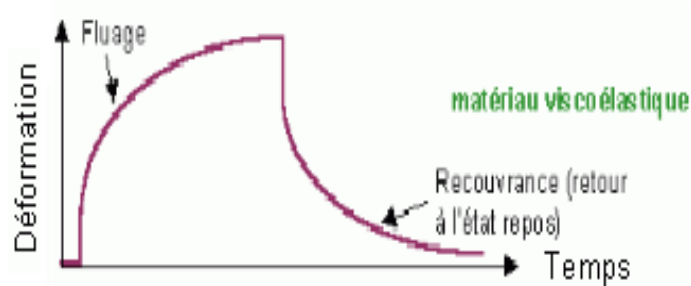


Figure I.11. Comportement en fluage du béton.

I.1.4.2.8 Le Retrait

Le retrait est une contraction dimensionnelle du béton due à des phénomènes chimique et physique dès sa mise en œuvre, pendant sa prise et son durcissement et il se développe au cours du temps (figure I.12)[3].

On distingue

- le retrait hydraulique en raison du rôle essentiel joué par l'eau dans le phénomène
- Le retrait endogène résultant de la contraction Le Chatelier
- le retrait de dessiccation, résultant du caractère poreux du matériau dont on constate la mise en équilibre hygroscopique entre l'eau non combinée et l'eau de l'air ambiant [7].

La déformation unitaire (ε) de retrait varie entre 2 à $3 \cdot 10^{-4}$ en fonction de la région [3]

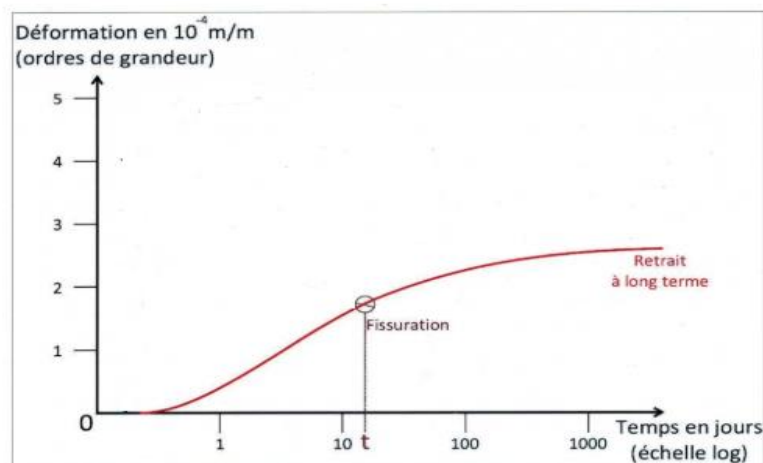


Figure 1.12. la courbe de retrait correspond au moment où le béton se fissure.

I.1.5 Domaine d'application

Le béton seul n'est pratiquement utilisé que pour la construction de chaussées routières et autoroutières, ou de barrages poids. En règle générale, les ouvrages, quelle que soit leur nature, sont réalisés en béton armé.

Dans le cas de béton armé les armatures métalliques reprennent les efforts de traction, apportent la ductilité (déformations importantes avant rupture) et le béton reprend les efforts de compression et protège les armatures de la corrosion [15].

I.2 Le béton autoplaçant :

I.2.1 Historique :

L'idée de produire des bétons autoplaçants est apparue pour la première fois au Japon en 1986 afin d'améliorer la rentabilité de la construction, d'assurer constamment une mise en place correcte avec un béton de qualité et de diminuer les effets sonores. [16]

La formulation du BAP est liée à l'observation du comportement de béton coulable sous l'eau (ouvrages marins) en utilisant un viscosant afin d'améliorer la cohésion entre les particules du ciment et un superplastifiant pour assurer la fluidité de ce béton [17].

Cette découverte en matière de technologie du béton suscita un énorme intérêt au niveau mondial. A la fin des années quatre-vingt-dix on vit apparaître les premières applications en Europe, A partir des années deux mille on s'intéressa presque partout dans le monde à ce nouveau matériau. [18]

I.2.2 Définition :

Les bétons autoplaçants BAP (en anglais self-compacting concrete SCC) sont des bétons très fluides homogènes et stables avec une mise en œuvre sans vibration (la compaction des BAP s'effectue par le seul effet gravitaire) ils confèrent à la structure une qualité au moins équivalente à celle correspondant aux bétons classiques mis en œuvre par vibration. [11] En effet, les bétons ordinaires subissent une réduction de leur ouvrabilité lors du transport et de la mise en œuvre et nécessitent en général un apport d'énergie (sous la forme d'une vibration interne ou externe) permettant d'évacuer l'air emprisonné dans le matériau. Les bétons ordinaires de consistance fluide peuvent, dans certains cas, être mis en œuvre sans vibration seulement à l'état durci ils présentent un comportement mécanique et une durabilité plus faibles par rapport aux bétons vibrés.

Ce qui distingue véritablement les BAP des bétons fluides ordinaires c'est leur capacité à s'acheminer dans les coffrages tout en conservant leur homogénéité et leur compacité. [17]

I.2.3 les composantes du béton autoplaçant :

La composition du BAP est identique à celle du béton ordinaire avec quelques Particularités ou le volume de pâte se trouve plus élevé dont le rôle est de disperser les granulats afin délimiter les frottements entre eux qui peuvent perturber l'écoulement et l'aptitude au remplissage (figure I.13).

Aussi la quantité de fines ($\varnothing < 80\mu m$) est plus importante par rapport à celle du BO et afin d'assurer une maniabilité suffisante tout en limitant les risques de ségrégation et de ressuage, la fluidité observé avec ce type de béton et obtenue grâce à l'ajout de superplastifiant et pour empêcher le ressuage et limiter les risques déségrégation en rendant la pâte plus épaisse, l'utilisation d'agent de viscosité est indispensable. [19]

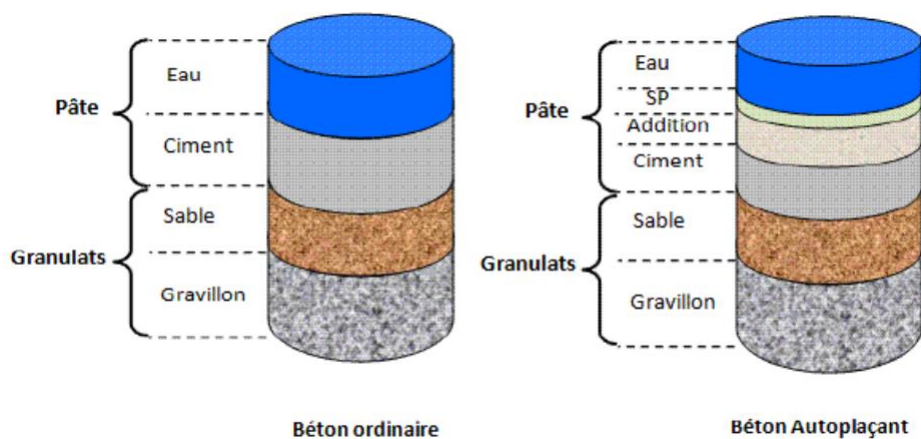


Figure I.13composantes du béton autoplaçant.

Un faible volume de gravillon est observé avec les BAP ou il faut limiter leurs quantités car ils sont à l'origine du blocage du béton en zone confinée (figure I.14) [20].

Le diamètre maximal des gravillons (D_{max}) dans un BAP est compris classiquement entre 10 et 20, mais comme les risques de blocage pour un confinement donné augmentent avec D_{max} , cela conduit à diminuer le volume de gravillon [21].



Figure I.14. Coulage d'un béton autoplaçant.

Dans le tableau suivant nous allons présenter un exemple de formulation de BAP

Constituants	Quantité
Ciment	350Kg
Sable	800Kg
Gravillon (5mm<D<25mm)	900Kg
Adjuvant	21Kg
Fines	200Kg
Eau	180L

Tableau2.3 : exemple de formulation d'un béton autoplaçant[9].

I.2.4 Caractérisation d'un béton autoplaçant

I.2.4.1 A l'état frais :

I.2.4.1.1 L'ouvrabilité

Le BAP doit être fluide, déformable et homogène lors de son écoulement et après sa mise en place.[12].

Les critères caractérisant un béton autoplaçant sont :

- 1- les valeurs cibles d'étalement au cône d'Abram sont généralement fixés dans la fourchette 60 cm à 75 cm (et pas de ségrégation visible en fin d'essai) [12] (figure I.15).



Figure I.15. Essai d'étalement au cône d'abram.

- 2- le taux de passage à la boîte en L doit être supérieur à 0,8s (figure I.16). Où La boîte en L permet de tester la mobilité du béton en milieu confiné et de vérifier que la mise en place du béton ne sera pas contrariée par des phénomènes de blocage inacceptables. [12]

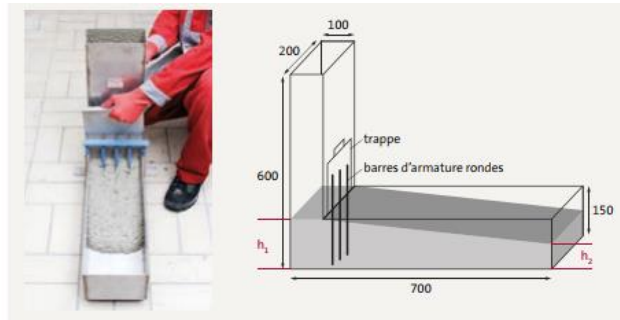


Figure I.16. Essai à la boîte en L.

- 3- Le béton doit être homogène sous l'effet de la gravité (pas de ségrégation) et présenter une capacité de ressuage limitée [12].

I.2.4.2 A l'état durci :

I.2.4.2.1 La Résistance à la compression

Le BAP possède une structure plus homogène que le BO vibré, grâce notamment à une résistance à la ségrégation plus élevée. Ce qui leur permet de présenter souvent une résistance mécanique plus élevée qu'un BO surtout à jeune âge. Où l'utilisation des fillers dans la formulation des BAP génère une accélération de sa résistance mécanique aux jeunes âges (figure I.17), en réalité lorsqu'elles sont bien dispersées dans le béton, les particules fines des fillers favorisent l'hydratation du ciment, et conduisent à une matrice cimentaire de structure plus dense (par l'effet physique principalement). Ces effets ont une influence sensible sur la résistance mécanique jusqu'à 28 jours puis deviennent moins significatifs par la suite [22] La résistance à la compression des BAP varie généralement entre 40-60 MPa [23].

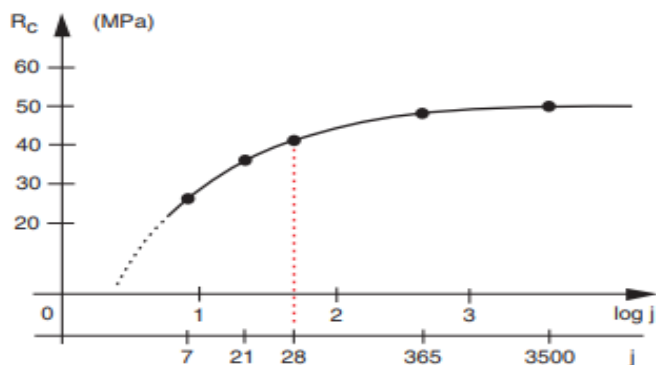


Figure I.17. Evolution de la Rc de BAP en fonction du temps.

I.2.4.2.2 La résistance à la traction

Comme le béton ordinaire la résistance à la traction des BAP est en fonction de la résistance à la compression. Où pour un béton autoplaçant de 60Mpa de résistance à la compression la résistance à la traction est de 4.2Mpa.

I.2.4.2.3 Le module d'élasticité E

Le module d'élasticité d'un béton dépend du type et de la teneur du granulat et des propriétés de la pâte de ciment durcie. Puisque la teneur en pâte de ciment du BAP est plus grande et que celle-ci possède un module d'élasticité plus bas que le granulat, le module d'élasticité d'un BAP est environ 10 % plus faible que celui d'un béton vibré d'une même résistance à la compression et produit avec le même granulat [19].

I.2.4.2.5 Le coefficient de poisson

Quelques propriétés du BAP à l'état durci ne sont pas différentes de celles du béton ordinaire, le coefficient de poisson des BAP similaire au BO varie entre 0.215 à 0.25 pour un béton non fissuré.

I.2.4.2.4 La masse volumique

La masse volumique d'un BAP varie entre 2300 kg/m^3 à 2500 kg/m^3 .

I.2.4.2.6 Le fluage

Il a été trouvé que les valeurs de fluage de BAP sont de même ordre de grandeur pour BO. Ces résultats sont confirmés par Turcry, où il indique qu'en compression, le fluage total du BAP est identique à celui de BO [24].

I.2.4.2.7 Le Retrait

Le retrait endogène des BAP est plus faible que celui des BO ou il est de l'ordre de 50 - 200 $\mu\text{m}/\text{m}$, le retrait de dessiccation est similaire pour BAP et BO présentant le même rapport E/C la présence de l'addition n'a en général pas d'effet significatif au moins à long terme sur la déformation chimique, le retrait de séchage des BAP est supérieur à celui de BO est ceci parce que la quantité de fine qu'ils contiennent est plus importante où il varie entre 450 à 650 $\mu\text{m}/\text{m}$ [19] .

I.2.5 Domaine d'application

les BAP sont utilisés dans de nombreux domaines intéressantes, parmi ces domaines en trouve les constructions d'ouvrages d'art, renforcement et réparation d'ouvrage d'art (application de couches minces dans des endroits difficiles d'accès), construction d'éléments préfabriqués à haute résistance, moulage et mise au point de bétons pour toutes utilisations (béton coulés sous l'eau pour des réparations, bétons confinés, pieux, systèmes pour stabiliser des déchets...) [23].

Ils présentent de nombreux avantages comme [18] :

- rendement amélioré et exécution plus rapide,
- réduction des nuisances sonores durant l'exécution,
- liberté accrue des formes de coffrage,
- facilité de bétonnage d'éléments exigus,
- qualité accrue des surfaces de béton,
- facilité de bétonnage d'éléments avec une armature dense ou importante,
- remplissage de parties difficilement accessibles.
- diminution de la pénibilité du travail et suppression de l'apparition du syndrome du vibreur.

I.3 les bétons légers

I.3.1 Historique

Les bétons légers sont employés dans le génie civil depuis le début du 20ème siècle où des granulats légers artificiels ont été fabriqués, aujourd'hui il existe des granulats légers de plusieurs natures : argile et schiste expansés (au four rotatif en général), cendres volantes frittées, laitier bouleté et verre expansé. De façon générale un béton est généralement qualifié de léger quand sa masse volumique est inférieure à 2000 kg/m³. Pour descendre sous cette limite, une méthode consiste à remplacer une certaine quantité de granulats d'un béton ordinaire par d'autres granulats légers. Ces bétons sont utilisés dans des applications qui ne cessent de se multiplier à cause des avantages de ce produit tout que sur le plan économique que technique [24].

I.3.2 définitions

Le béton léger fait partie de la gamme des bétons spéciaux (figure I.18) les caractéristiques de ce béton en particulier sa faible masse volumique le distingue du béton ordinaire.

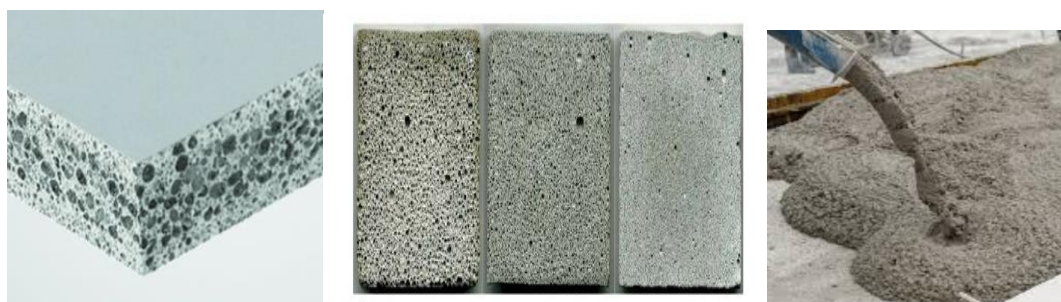


Figure I.18. Le béton léger.

Ces bétons à des fins d'isolation et d'allègement, en peut aussi l'utilisé pour des éléments porteurs à condition que l'on possède les granulats permettant d'atteindre les résistances voulues

Ces bétons sont réalisés en employant les agrégats légers soit par l'aération ou le gaz ou en réduisant la partie fine du granulat. [25]

Ce qui donne trois types de dénominations pour ces bétons (figure I.19) à savoir le béton des granulats légers, Les bétons cellulaires Les bétons sans fines (caverneux) et les bétons de granulats légers (argile expansé ...). [25]

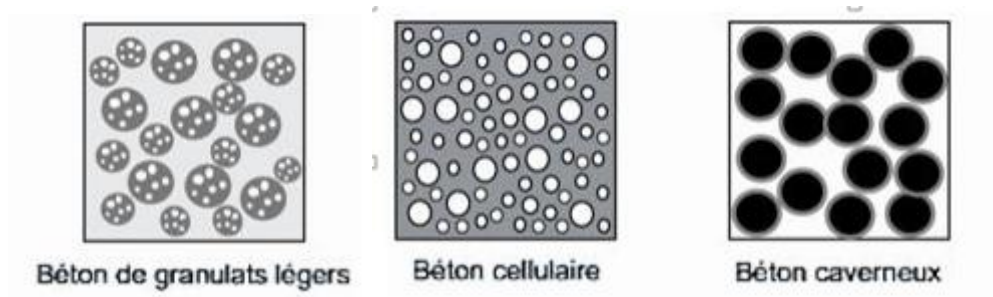


Figure I.19. Les types de béton léger.

I.3.3 les composantes du béton léger

Les bétons légers sont fabriqués comme les bétons courants (figure I.20), la différence réside les granulats légers qui sont caractérisés par une structure poreuse, ce qui explique leur légèreté et leurs absorption de grande quantité d'eau ce qui constitue une difficulté du point de vue de la plasticité et de l'ouvrabilité des bétons. Le dosage en eau est donc un problème et ne peut pas être pris à la légère aussi ils sont plus déformables que la matrice cimentaire et leur influence sur la résistance du béton est complexe [24].

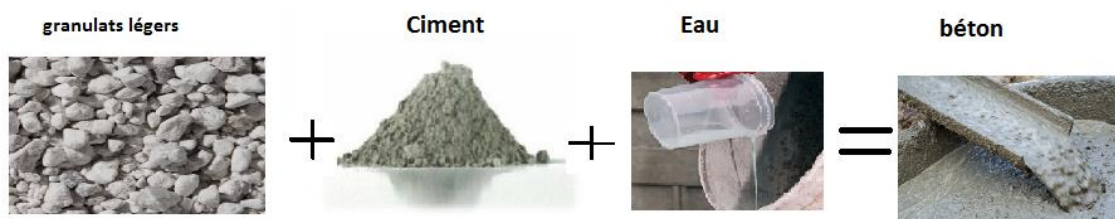


Figure I.20. Les composantes du béton léger.

Un exemple de formulation de béton léger peut être donné dans le tableau suivant

Constituants	Quantité
Ciment	350
Granulats léger Dmax=12mm [kg/m ³]	495
Sable 0/2[kg/m ³]	715
Adjuvants	1 à 3 %
Eau [Litre/m ³]	172

Tableau.4 : Exemple de formulation d'un béton léger[9].

I.3.4 Caractéristique d'un béton léger

I.3.4.1 A l'état frais :

I.3.4.1.1 L'ouvrabilité

L'obtention d'une bonne ouvrabilité est difficile à cause de la porosité des granulats légers, cette porosité peut varier entre 20 à 75 % du volume du granulat. Les granulats ordinaires, absorbent généralement moins de 2 % d'eau par masse de granulats secs. Pour les granulats légers de structure, l'absorption à 24 h peut atteindre 25 %, se taux d'absorption élevé explique l'influence notable sur l'ouvrabilité toute fois il faut signaler que ce taux d'absorption est unique pour chaque granulat léger, puisqu'il dépend des pores qui sont propres à chaque type de granulat léger [26]

Pour y remédier, on peut avoir recours à certains adjuvants comme les entraîneurs d'air ou les plastifiants. [9]

I.3.4.2 A l'état durci :

I.3.4.2.1 La résistance à la compression

Les résistances à la compression comparables à celles du béton traditionnel peuvent être obtenues avec des granulats légers et une formulation de béton appropriée (figure I.21).

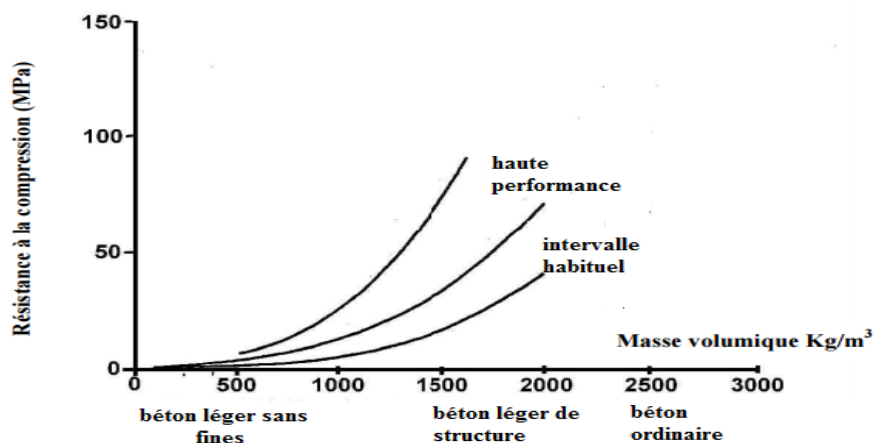


Figure I.21. Variation de la résistance en fonction de masse volumique du béton léger.

Les recherches sur ce type de bétons ont permis d'améliorer les propriétés de ce dernier, Par exemple, l'utilisation de la fumée de silice, de la cendre volante, et des laitiers. L'utilisation aussi d'adjuvants (agents entraîneurs d'air, superplastifiants, SP, agents réducteurs d'eau ont donné la possibilité notamment de diminuer le rapport E/L tout en conservant une bonne maniabilité. [26]

Selon leurs utilisations dans les structures, les bétons légers peuvent être classés comme suit

Béton léger de structure sa résistance en compression est supérieure à 17 MPa

Béton léger de résistance modérée qui varie entre de 7-17 MPa

Béton de faible résistance avec une valeur inférieure à 7 MPa... [25]

3.4.2.2 la Résistance à la traction

De même que pour les bétons ordinaires, les bétons légers présentent une faible résistance à la traction. Ceci est d'autant plus vrai pour les bétons légers, puisque la propagation des fissures peut s'effectuer au travers les granulats. [26]

Il existe une relation entre la résistance à la compression et la résistance à la traction, cette relation est donnée par la formule $f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot F_{cj}$

3.4.2.3 Le module d'élasticité E :

Le module d'élasticité d'un béton léger est inférieur à celui d'un béton normal. (Figure I.22).

La raison principale réside dans le module d'élasticité des granulats légers (10 à 20 GPa) qui est très inférieur à celui des granulats de masse volumique usuelle (granite, 10 à 70 GPa, calcaire, 10 à 55 GPa), et si on se réfère à la formule réglementaire du module ($E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$), celui-ci ne dépend que de la résistance du béton [26]

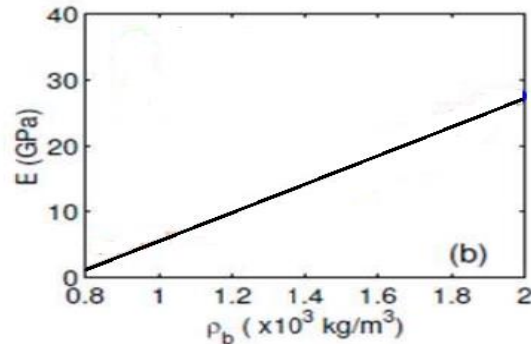


Figure I.22. Modules élastiques de bétons légers à 28 j.

3.4.2.4 La masse volumique

La masse volumique des bétons légers varie entre 300 et à 1800 Kg/m³,

Selon leur utilisation dans les structures, les bétons légers peuvent être classés en fonction de leurs masses volumiques apparentes comme suit :

Béton léger de structure sa masse volumique varie entre 1400 à 1800 Kg/m³

Béton léger de résistance modérée sa masse volumique varie entre 800 à 1400 Kg/m³

Béton de faible résistance sa masse volumique varie entre 300 à 800 Kg/m³[25]

3.4.2.6 Le fluage

Le fluage est le phénomène physique qui provoque la déformation irréversible différée du béton soumis à une contrainte constante. La déformation instantanée de béton léger est le double des bétons courants [9], à cause de l'influence de la teneur en eau élevée des granulats léger (figure I.23)

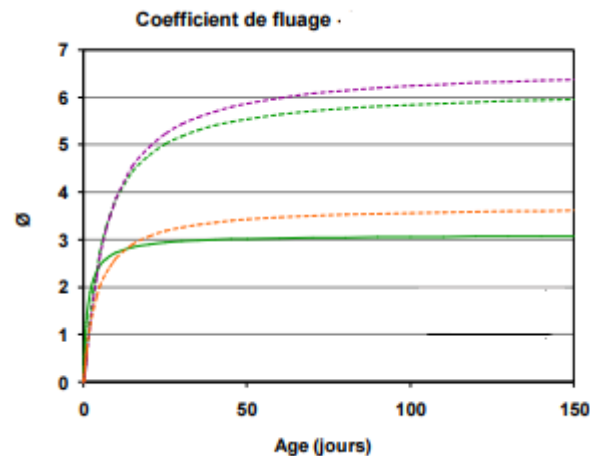


Figure I.23. Le fluage de béton léger.

3.4.2.7 le retrait

Les bétons légers présentent souvent un retrait important il est caractérisé principalement par le module élasticité plus faible des granulats légers. La déformabilité des granulats légers étant plus importante, ils opposent une résistance moindre au retrait de la pâte comparativement aux granulats usuels (figure I.24). [26]

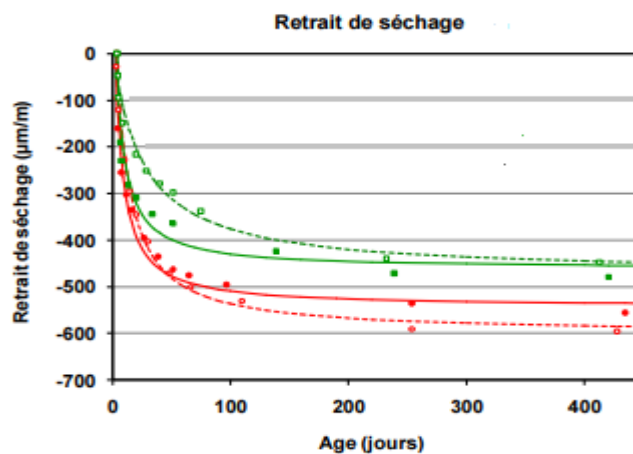


Figure I.24. Retraits de séchage de béton léger.

I.3.5 Domaine d'application

Les bétons légers sont utilisés pour répondre à des exigences spécifiques en particulier lorsque la capacité portante du sol ne permet pas l'érection d'une structure conventionnelle, lors de la construction des bâtiment de grande hauteur .ainsi pour construire des plates-formes de forage dont la diminution de masse facilitent le transport dans les zones à faible tirant d'eau, il est a noté aussi que ces béton sont utilisé pour les isolation thermique

CHAPITRE II

PRÉSENTATION DE

L'OUVRAGE ET

PRÉ-DIMENSIONNEMENT

II.1. Présentation de l'ouvrage

Ce projet a pour objet l'étude d'un bâtiment (RDC+ 7étages) à usage d'habitation l'ouvrage sera implanté à la commune de MEFTAH dans la Wilaya de Blida, qui est classée comme une zone sismique (Zone IIb) selon le classement des zones établi par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 modifié en 2003).

Notre structure est en béton armé et elle à une forme irrégulière en plan, la terrasse est inaccessible.

➤ Situation :



Figure II.1. Plan de masse.

- **Usage et Dimensions :**

o le RDC et Les 7 niveaux pour l'habitation.

- **Dimensions en plan :**

o Longueur totale.....23,69.m

o Largeur totale.....23,69 m

- **Dimension en élévation :**

o La hauteur totale du bâtiment sans acrotère24.48m

o La hauteur du RDC.....3.06m

o La hauteur des 7 étages.....3.06m

o La hauteur avec acrotère.....25.23m

- **Ossature :**

Le bâtiment est constitué par des portiques en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens en considère que le système de contreventement du bâtiment est un système de «Contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec interaction »

- **classification du bâtiment selon (RPA 99 modifié en 2003) :**

L'ouvrage est implanté dans la wilaya de Blida commune de MEFTAH. Selon le règlement parasismique algérien (RPA99 ver.03) elle est classée comme étant une zone sismique IIb. C'est un bâtiment à usage d'habitation collective et dont la hauteur ne dépasse pas 48m. Il est classé comme étant un ouvrage d'importance moyenne, donc groupe 2.

- **Les planchers :**

Nous avons choisi deux types de plancher :

O Plancher en dalle pleine

O Plancher en corps-creux

- **Escalier :**

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

On a un type d'escalier : Escalier à deux volées et un palier intermédiaire.

- **Maçonnerie :**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée :

- Murs extérieurs constitué d'une double cloison en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparées par une l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs, simple cloison.

- **Acrotère :**

- L'acrotère est un élément secondaire non structural encastré au plancher terrasse, soumis à une flexion composée due à un effort normal provoqué par son poids propre, et un moment fléchissant provoqué par la main courante.

II.2. Caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93) et à la réglementation parasismique Algérien (RPA99 version 2003, (BAEL91)

A- Le Béton :

Voire recherche bibliographique présenté en chapitre I

B- L'acier

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Pour assurer une réserve de déformation plastique des éléments de structure, il est recommandé d'avoir un écart suffisant entre la contrainte de rupture et la limite élastique. Le règlement demande donc que l'allongement minimal garanti soit $\geq 5\%$ hors la zone de striction. Il y a lieu d'éviter les barres lisses

Les armatures pour le béton armé se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

Dans notre projet on opte pour des armatures à haute adhérence (HA) : FeE500.

-Contrainte limite de l'acier

1. Etat Limite Ultime « E.L.U »

On adopte le diagramme contrainte –déformation suivant avec :

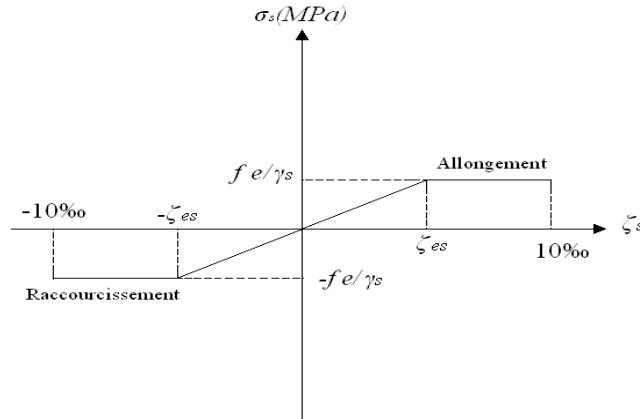


Figure I.2. Diagramme Contraintes – Déformations de l'Acier.

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ cas d'actions courantes.} \\ \gamma_s = 1.00 \text{ cas d'actions accidentelles.} \end{array} \right.$$

ε_s : Allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

2. Etat limite de service « E.L.S »

- Fissuration peu nuisible, pas de vérification
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} fe; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} fe; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$

η : Coefficient de fissuration tels que

$\eta = 1$ pour des aciers ronds lisses

$\eta = 1,6$ pour des aciers de H.A.

- Module d'Elasticité de l'Acier

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à : $E_s=2,1.10^5\text{MPa}$

II.3. Hypothèse de calcul

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

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée " σ_s " et qui est définie par la relation $\frac{f_e}{\sigma_s}$ est égale à

$$\text{Haute adhérence} \begin{cases} \sigma_s = 435\text{MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 500\text{MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

Allongement de rupture : $\zeta_s = 10\%$

II.4. Pré dimensionnement :

II.4.1. Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure: poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré-dimensionnement.

Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation.

II.4.2. Pré dimensionnement des différents éléments :

Le prédimensionnement des éléments porteurs se fait selon les règles en vigueur

les normes techniques et les conditions de résistance et de flèche.

A - Pré dimensionnement des Planchers :

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destiné à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement...), et les transmettre sur aux éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs ...).

Dans ce projet les planchers sont des :

- 1) Planchers à Corps Creux
- 2) Dalles pleines

A.1 - Plancher en corps creux (étage courant) :

Ce plancher est constitué d'éléments résistants ; ce sont les poutrelles en béton armée et des éléments de coffrage «les entres vous» ; corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition (compression) est coulée sur place (Hourdis).

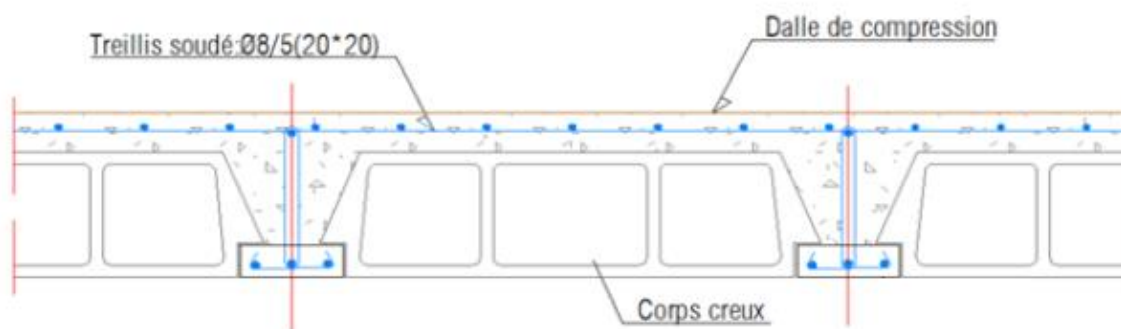


Figure II.3. Schéma du Plancher à corps creux.

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles. Pour le Pré-dimensionnement on va utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche.

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

$$L_{\max} = 3,90 \text{ m}$$

Avec :

h_t : épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L : la portée libre maximal entre nus d'appuis.

$$L : \min (L_{\max x}, L_{\max y})$$

$$\frac{365}{25} \leq h_t \leq \frac{365}{20} \dots [5] \rightarrow 14,6 \leq h_t \leq 18,25 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 21 \text{ cm}$.

$d = 16 \text{ cm}$ (hauteur corps creux)

$e = 5 \text{ cm}$ (épaisseur de la dalle de compression)

$$h_t = (16+5) \text{ cm}$$

A.2 -Planchers dalle pleine :

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciales car ils subissent des surcharges d'exploitations importantes ($Q \geq 2,5 \text{ KN/m}^2$).

Ce plancher est constitués par une dalle d'épaisseur constante reposant sur un système de poutre secondaire et principale, les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres.

Notre dalle pleine se situe dans la partie irrégulière de plan dans tous les étages

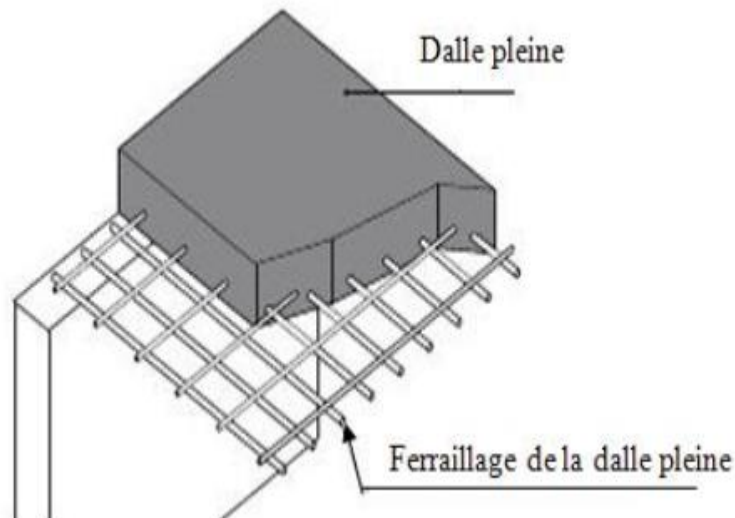


Figure II.4. Schéma du plancher à dalle pleine.

L'épaisseur de la dalle dépend de plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. On déduit l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- **Condition de résistance au feu :**

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu

Soit : $e = 11$ cm dans notre cas.

- **Isolation acoustique :**

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une isolation acoustique.

- **Résistance à la flexion :**

Pour des dalles reposant sur trois ou quatre appuis « plancher dalle pleine » :

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

Lx : la petite portée du panneau le plus sollicité

Dans notre cas la dalle reposant sur deux appuis a une portée de $Lx = 355$ cm

$$\frac{355}{50} \leq e \leq \frac{355}{40} \longrightarrow 7,1 \leq e \leq 8,875 \text{ cm}$$

Soit : $e = 15$ cm

Conclusion

Pour le pré - dimensionnement des planchers, nous adopterons :

- Pour les planchers à corps creux $e = 21$ cm. ce qui nous donne un plancher constitué de corps creux de 16 cm et une dalle de compression de 5 cm (16+5)
- Pour les dalles pleines nous adopterons une épaisseur de 15 cm

B. Evaluation des charges :

- Charges permanentes :

B -1 plancher à corps creux :

- Plancher terrasse (terrasse inaccessible) :

N	Matériau	e (cm)	poids surfaciques (kN/m ²)
1	Protection mécanique en gravier	5	0.85
2	Etanchéité multicouche	2	0.12
3	Forme de pente	10	2.2
4	Isolant thermique	4	0.16
5	Plancher à corps creux. (16+5)		2.80
6	Enduit plâtre	2	0.24
Total			<u>G=6.37KN/m²</u>

Tableau II.01: Charges permanente du plancher terrasse non accessible

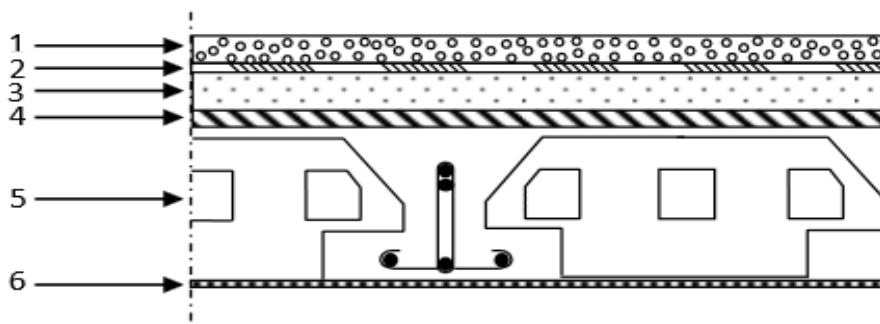


Figure II.5. Detaille du plancher terrasse.

○ Plancher étage courant (corps creux) :

N	Matériau	e(cm)	poids surfaciques (kN/m ²)
1	Carrelage	2	0.8
2	Lit de sable	3	0.54
3	Dalle corps creux (16+5)		2.80
4	Mortier de pose	0,02	0.4
5	Enduit plâtre	2	0.20
6	Cloisons interne		1.00
<u>Total</u>			<u>G=5.74KN/m²</u>

Tableau II.02. charges permanentes du plancher étage courant

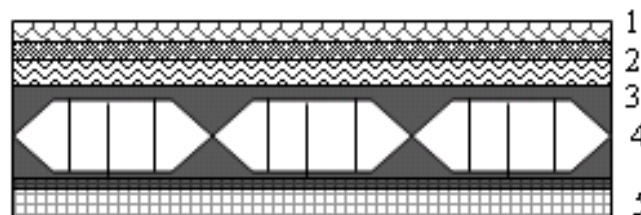


Figure II.6. Détaille du plancher courant.

B .2 plancher dalle pleine :

a-plancher courant

N	Matériau	e(cm)	poids surfaciques (kN/m ²)
1	Carrelage	2	0.8
2	Lit de sable	3	0.36
3	Dalle pleine	15	3.75
4	Enduit plâtre	2	0.24
5	Cloisons légères		1.00
<u>Total</u>			<u>G=6,15KN/m²</u>

Tableau II.03: charges permanentes du plancher dalle pleine

b-plancher terrasse non accessible

N	Matériau	e(cm)	poids surfaciques (kN/m ²)
1	Gravillon de protection	5	0.90
2	Étanchéité multicouche	-	0.12
3	Forme de pente	10	2.2
4	Isolation thermique	4	0.16
5	Dalle pleine	15	3.75
6	Enduit au plâtre	2	0.20
Total			<u>G=7,33KN/m²</u>

Tableau II.04: charges permanentes de plancher terrasse dalle pleine

B .3- Maçonnerie :

- Murs extérieurs à double parois :

N	Matériau	e(cm)	poids surfaciques (kN/m ²)
1	Enduit intérieur au plâtre	2	0.20
2	Briques creuses(e=10cm)	10	0.9
3	L'âme d'air (5 cm)	5	0.00
4	Briques creuses	15	1.35
5	Enduit extérieur au ciment	2	0.36
Total			<u>G=2.81KN/m²</u>

Tableau II.5: Murs extérieurs



Figure II.7. Mur extérieur.

B.4- L'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normale dû à son poids propre (G).
- Un moment dû à la surcharge ($Q=1\text{kN/m}^2$).

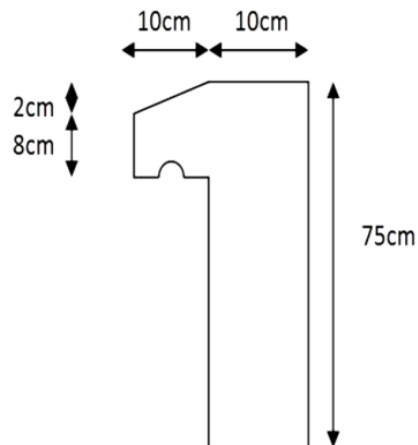


Figure II.8. Dimension de l'acrotère.

- Surface de l'acrotère :

$$S = (0,10 \times 0,75) + (0,08 \times 0,10) + 0,1 \times \frac{0,02}{2} = 0,084 \text{ m}^2$$

- Le poids de l'acrotère est donné par mètre linéaire

$$G1 = S \times \gamma \times 1 = 0,084 \times 25 = 2,1 \text{ KN/ml}$$

- Enduit de ciment sur toute la surface :

$$G_2 = (0.02 \cdot (0.75 + 0.65 + 0.1 + 0.1 + 0.08)) \cdot 18 = 0.605 \text{ kN/m}$$

- Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 2.705 \text{ KN/m}$$

B. 5- Charge d'exploitation :

	Charge d'exploitation kn/m^2
Acrotère	$Q = 1 \text{ KN/ml}$
Plancher terrasse	$Q = 1 \text{ KN/m}^2$
Plancher courant	$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
escaliers	$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

C. Pré-dimensionnement des Poutres

Le pré dimensionnement des poutres est basé sur les critères suivants :

Selon les règles BAEL91 :

- **Condition BAEL91 [3] :**

○ La hauteur h de la poutre doit être $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

○ La largeur b de la poutre doit être $0.3h \leq b \leq 0.7h$

L : la portée de la poutre.

- **Condition RPA 99 version 2003[3]**

Les dimensions de la poutre doivent vérifier les conditions suivantes :

✓ $b \geq 20\text{cm}$

✓ $h \geq 30\text{cm}$

✓ $\frac{h}{b} \leq 4.0$

• **Condition de rigidities :**

On doit vérifier que :

$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \dots \dots [3]$

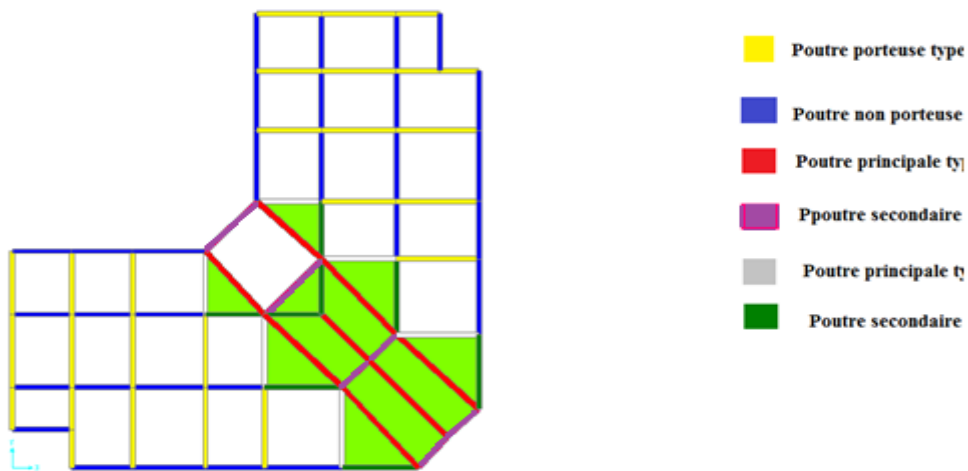


Figure II.9. Vue en Plan des différents Types de Poutre.

C.1- Poutre porteuse type 01 (PP1) :

• **Selon les règles BAEL91**

On a : $L_{max} = 4.20m$ « entre axe d'appuis »

❖ $\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \implies 28 \leq h \leq 42$ Soit : **h = 35 cm**

❖ $0,3 * 35 \leq b \leq 0,7 * 35 \implies 10,5 \leq b \leq 24,5$ Soit : **b = 25 cm**

✓ On choisit une poutre de : **(b×h) = (25×35) cm²**

- Selon RPA 99 version 2003

$$\checkmark b = 25 \geq 20\text{cm}$$

$$\checkmark h = 35 \geq 30\text{cm}$$

$$\checkmark \frac{h}{b} = 1,40 \leq 4.0$$

Les trois conditions sont vérifiées

- Condition de rigidities :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{420} = 0,083 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots \text{ok}$$

C.2-Poutre non porteuse type 01 (PNP1) :

- Selon les règles BAEL91

On a : $L_{\max} = 3,95 \text{ m}$ « entre axe d'appuis »

$$\diamond \frac{395}{15} \leq h \leq \frac{395}{10} \quad \Longrightarrow \quad 26.33 \leq h \leq 39.5 \quad \text{Soit : } \mathbf{h = 35 \text{ cm}}$$

$$\diamond 0,3 * 35 \leq b \leq 0,7 * 35 \quad \Longrightarrow \quad 10,5 \leq b \leq 24,5 \quad \text{Soit : } \mathbf{b = 25 \text{ cm}}$$

✓ On choisit une poutre de : $(\mathbf{b \times h}) = (25 * 35) \text{ cm}^2$

- Selon RPA 99 version 2003

$$\checkmark b = 25 \geq 20\text{cm}$$

$$\checkmark h = 35 \geq 30\text{cm}$$

$$\checkmark \frac{h}{b} = 1,40 \leq 4.0$$

Les trois conditions sont vérifiées

- Condition de rigidities :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{395} = 0,088 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{ok}$$

C.3-Poutre principale type 02 (PP2) :

- Selon les règles BAEL91

On a : $L_{\max} = 5,61 \text{ m}$ « entre axe d'appuis »

$$\diamond \frac{561}{15} \leq h \leq \frac{561}{10} \implies 37,4 \leq h \leq 56,1 \quad \text{Soit : } \mathbf{h = 45 \text{ cm}}$$

$$\diamond 0,3 * 45 \leq b \leq 0,7 * 45 \implies 13,5 \leq b \leq 31,5 \quad \text{Soit : } \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

✓ On choisit une poutre de : $(\mathbf{b \times h}) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

- **Selon RPA 99 version 2003**

✓ $b = 30 \geq 20\text{cm}$

✓ $h = 45 \geq 30\text{cm}$

✓ $\frac{h}{b} = 1,5 \leq 4,0$ **Les trois conditions sont vérifiées**

- **Condition de rigidités :**

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{561} = 0,080 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots \text{ok}$$

C.4-Poutre secondaire type 02 (PS2) :

- **Selon les règles BAEL91**

On a : $L_{\max} = 3,68 \text{ m}$ « entre axe d'appuis »

$$\diamond \frac{368}{15} \leq h \leq \frac{368}{10} \implies 24,53 \leq h \leq 36,8 \quad \text{Soit : } \mathbf{h = 30 \text{ cm}}$$

$$\diamond 0,3 * 30 \leq b \leq 0,7 * 30 \implies 9 \leq b \leq 21 \quad \text{Soit : } \mathbf{b = 25 \text{ cm}}$$

✓ On choisit une poutre de : $(\mathbf{b \times h}) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

- **Selon RPA 99 version 2003**

✓ $b = 25 \geq 20\text{cm}$

✓ $h = 30 \geq 30\text{cm}$

✓ $\frac{h}{b} = 1,2 \leq 4,0$ **Les trois conditions sont vérifiées**

- **Condition de rigidités :**

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{368} = 0,081 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots \text{ok}$$

C.5-Poutre Principale type 03 (PP3) :

- **Selon les règles BAEL91**

On a : $L_{\max} = 4.20 \text{ m}$ « entre nus d'appuis »

En prendra les mêmes dimensions que PP1 c'est à dire $(25 \times 35) \text{ cm}^2$

C.6-Poutre secondaire type 03 (PS3) :

- **Selon les règles BAEL91**

On a : $L_{\max} = 3,55 \text{ m}$ « entre nus d'appuis »

$$\diamond \frac{385}{15} \leq h \leq \frac{385}{10} \quad \Longrightarrow \quad 25,66 \leq h \leq 38,5 \quad \text{Soit : } \mathbf{h = 30 \text{ cm}}$$

$$\diamond 0,3 * 30 \leq b \leq 0,7 * 30 \quad \Longrightarrow \quad 9 \leq b \leq 21 \quad \text{Soit : } \mathbf{b = 25 \text{ cm}}$$

✓ On choisit une poutre de : $(\mathbf{b \times h}) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

- **Selon RPA 99 version 2003**

✓ $b = 25 \geq 20 \text{ cm}$

✓ $h = 30 \geq 30 \text{ cm}$

✓ $\frac{h}{b} = 1,2 \leq 4.0$

Les trois conditions sont vérifiées

- **Condition de rigidités :**

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{385} = 0,077 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots \text{ok}$$

Récapitulatifs

Poutre type 01 :

- Pour le sens porteur on prend : $b * h = 25 * 35 \text{ (cm}^2\text{)}$
- Pour le sens non porteur on prend : $b * h = 25 * 35 \text{ (cm}^2\text{)}$

Poutre type 02:

- Pour le sens principale on prend : $b * h = 30 * 45 \text{ (cm}^2\text{)}$
- Pour le sens secondaire on prend : $b * h = 30 * 25 \text{ (cm}^2\text{)}$

Poutre type 03 :

- Pour le sens principale on prend : $b * h = 30 * 25 \text{ (cm}^2\text{)}$
- Pour le sens secondaire on prend : $b * h = 30 * 25 \text{ (cm}^2\text{)}$

En résumé

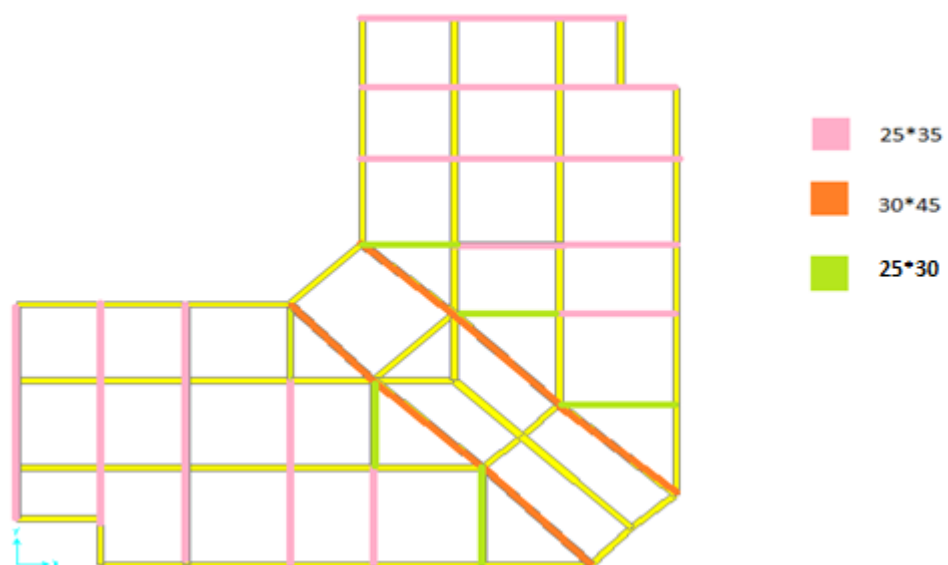


Figure II.10 les différentes dimensions des poutres.

D. Pré-dimensionnement des poteaux :

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

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

- ❖ Les étapes suivies pour le pré dimensionnement des poteaux sont :
 - Calcule de la surface reprise par chaque poteau
 - Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau
 - La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
 - La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « RPA99 Version 2003 »
 - Vérifier la section a ELS.

• D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B r f c 28}{0,9 \gamma b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q

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

L_f : Longueur de flambement

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

I : Moment d'inertie

B : Section du béton ($B = a \times b$).

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 ($f_e=400MPa$)

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

A_s : Section d'acier comprimée.

Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle $1cm$ d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br= (a-2) (b-2)$) [cm^2].

• **Selon le BAEL 91 modifié 99[3] :**

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

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

- $\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ si $\lambda = 50$
- $\alpha = 0,6 + \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$ si $50 < \lambda < 100$

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

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :.....[6]

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0,066 N_u$$

• **Le minimum requis par «RPA99 version 2003» [1]**

Pour une zone sismique **IIB**, on doit avoir au minimum :

- ✓ $Min (a ; b) \geq 30 \text{ cm}$
- ✓ $Min (a ; b) > \frac{he}{20}$
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$

✓ Avec:

- (a; b): Dimensions de la section.
- h_e : Hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée (a = b)

➤ **Vérification à L'ELS selon la formule :**

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28}$$

Avec :

- N_{ser} : effort normal à ELS ($N_{ser} = N_G + N_Q$)
- B : section de béton du poteau
- A_s : section des armatures ($A_s = 1 \% B$)
- η : coefficient d'équivalence ($\eta=15$)
- σ_{ser} : contrainte de compression à ELS

En remplaçant dans l'équation (1) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

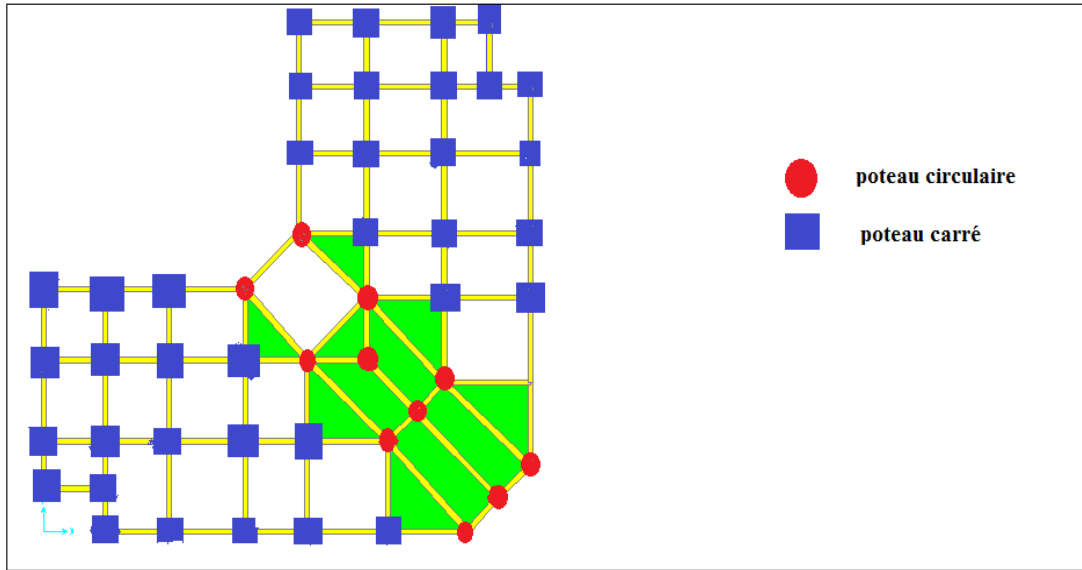


Figure II.11. Vue en plan « Types de Poteaux ».

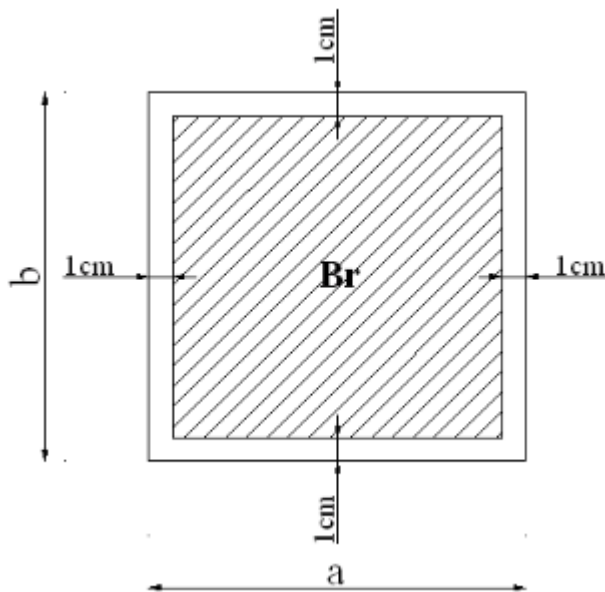


Figure II.12. Section réduite du poteau carré.

Type de poteau	Niveaux	Surface (m ²)
Poteau centrale	RDC – 7 ^{eme} étage	13,813
Poteau de rive	RDC– 7 ^{eme} étage	8,172
Poteau d'angle	RDC– 7 ^{eme} étage	2,8
Poteau circulaire	RDC – 7 ^{eme} étage	16,065

Tableau II.6 : Surface reprise par chaque poteau

- **Loi de dégression [7]**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q: Charge d'exploitation Ce qui donne $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ donnée par «**DTR B.C.2.2**»

Avec:

n: Nombre d'étage.

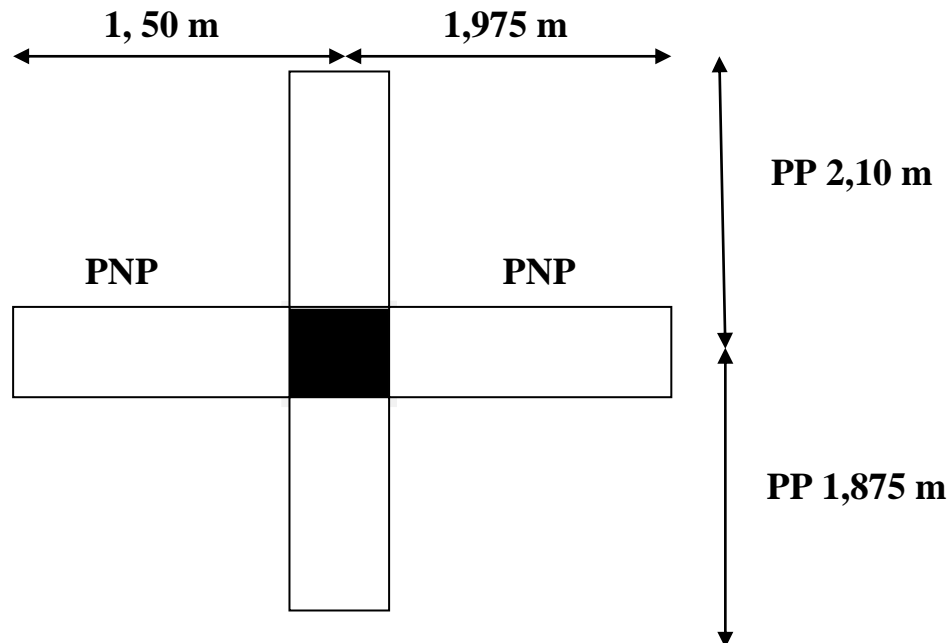
Q₀: La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂ ... Q_n : Les charges d'exploitation des planchers respectifs

Niveau des Planchers	Surcharge	∑ surcharge	∑ surcharge (KN/m ²)
Terrasse	Q ₀	Q ₀	1
P6	Q ₁	Q ₀ + Q ₁	2,5
P5	Q ₂	Q ₀ + 0,95(Q ₁ + Q ₂)	3,85
P4	Q ₃	Q ₀ + 0,9(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃)	5,05
P3	Q ₄	Q ₀ + 0,85(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄)	6,1
P2	Q ₅	Q ₀ + 0,80(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅)	7
P1	Q ₆	Q ₀ + 0,75(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆)	7,75
RDC	Q ₇	Q ₀ + 0,714(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆ + Q ₇)	8,5

Tableau II.7: Loi de dégression

D.1- poteau centrale: $S = 13,813 \text{ m}^2$



Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage (terrasse) :

Poids du plancher t..... $G \cdot S = 6,37 \times 13,813 = 87,988 \text{ kN}$

Poids de la poutre porteuse $25(0,35 \times 0,25 \times 2,10 + 0,35 \times 0,25 \times 1,87) = 8,684 \text{ KN}$

Poids de la poutre non porteuse..... $25(0,35 \times 0,25 \times 1,975 + 0,35 \times 0,25 \times 1,50) = 7,601 \text{ KN}$

\longrightarrow **G_{tr} = 104,273 kN**

❖ Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage:

Poids du plancher $G \cdot S = 5,34 \times 13,813 = 73,761 \text{ kN}$

Poids de la poutre porteuse $25(0,35 \times 0,25 \times 2,10 + 0,35 \times 0,25 \times 1,87) = 8,684 \text{ KN}$

Poids de la poutre non porteuse..... $25(0,35 \times 0,25 \times 1,975 + 0,35 \times 0,25 \times 1,50) = 7,601 \text{ KN}$

Poids du poteau $(3,06 - 0,35) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,0975 \text{ KN}$

\longrightarrow **G_{pc} = 96,143 KN**

D'où : $G_6 = G + G_7 = 96,143 + 104,273 = 200,416 \text{ KN}$

$$NG_7 = G_{tr} = 104,273 \text{ KN}$$

$$NQ_7 = Q_0 \times S = 1 \times 13,813 = 13,813 \text{ KN}$$

$$Nu_7 = 1,35 NG_7 + 1,5 NQ_7 = 161,488 \text{ KN}$$

$$Br \geq 0,066 Nu_7 \quad Br \geq 106,58 \text{ cm}^2$$

$$Br = (a - 0,02)(b - 0,02), \text{ on a } a = b$$

Donc :

$$Br = (a - 0,02)^2 \quad \longrightarrow \quad a = \sqrt{Br} + 0,02 \quad \longrightarrow \quad a = b = 10,34 \text{ cm}$$

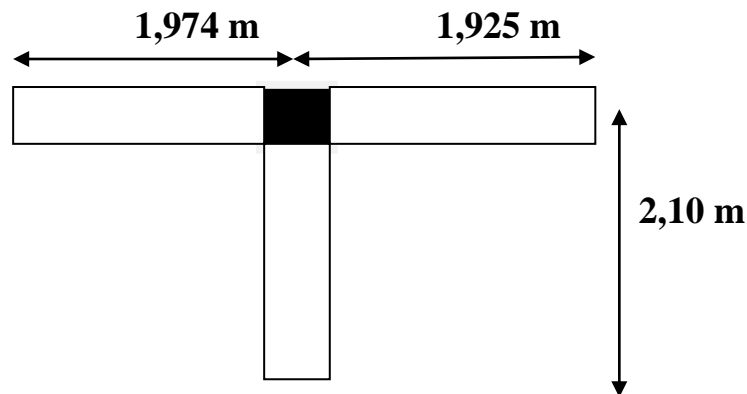
Le choix : a= b = 30 cm

✓ Les résultats concernant le poteau central sont donnés par le tableau suivant :

Niv	NG (kN)	NQ (kN)	Nu (kN)	Br. (cm ²)	a=b (cm ²)	RPA (cm ²)	Le Choix	Nser (kN)	σ _{ser} MPa
7 ^{eme}	104,273	13,813	161,488	106,58	10,34	30×30	30×30	118,086	1,140
6 ^{eme}	200,416	34,532	322,36	212,757	14,606	30×30	30×30	234,948	2,270
5 ^{eme}	296,559	53,180	480,124	316,881	17,821	30×30	30×30	349,739	3,379
4 ^{eme}	392,702	69,755	634,780	418,954	20,488	30×30	30×30	462,457	4,468
3 ^{eme}	488,845	84,26	786,330	518,977	22,801	30×30	30×30	573,105	5,537
2 ^{eme}	584,988	96,691	934,770	616,948	24,858	30×30	30×30	681,679	6,586
1 ^{er}	681,131	107,050	1080,102	712,687	26,719	30×30	30×30	788,181	7,615
RDC	777,274	117,410	1144,43	755,323	27,503	30×30	30×30	834,684	8,064

Tableau II.8: Choix finale des poteaux centraux

D.2- poteau de rive : $S = 8,172m^2$



Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage (terrasse) :

Poids du plancher $G \cdot S = 6,37 \times 8,172 = 52,055 \text{ kN}$

Poids de la poutre porteuse $25(0,35 \times 0,25 \times 2,10) = 4,585 \text{ KN}$

Poids de la poutre non porteuse... $25(0,35 \times 0,25 \times 1,975 + 0,35 \times 0,25 \times 1,974) = 8,53 \text{ KN}$

Poids de l'acrotère $2,705 \times 3,9 = 10,55 \text{ KN}$

G_{tr} = 75,72 KN

Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage :

Poids du plancher $G \cdot S = 5,34 \times 8,172 = 43,638 \text{ KN}$

Poids de la poutre porteuse $25(0,35 \times 0,25 \times 2,10) = 4,585 \text{ KN}$

Poids de la poutre non porteuse... $25(0,35 \times 0,25 \times 1,975 + 0,35 \times 0,25 \times 1,925) = 8,53 \text{ KN}$

Poids du poteau $(3,06 - 0,35) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,0975 \text{ KN}$

Mur extérieur..... $2,181 \times 3,9 \times (3,06 - 0,35) = 29,7 \text{ KN}$

G_{pc} = 92,55 KN

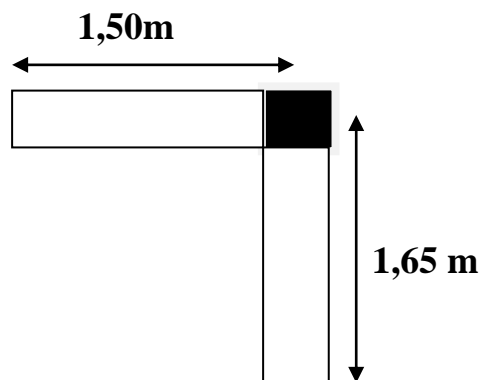
D'où : $G_6 = G + G_7 = 92,55 + 75,72 = 168,27 \text{ KN}$

✓ Les résultats concernant le poteau de rive sont donnés par le tableau suivant :

Niv	NG (kN)	NQ (kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm ²)	RPA (cm ²)	Le Choix	Nser (kN)	σser MPa
7 ^{eme}	75,72	8,172	114,48	75,556	8,71	30×30	30×30	83,892	0,810
6 ^{eme}	168,27	20,43	257,809	170,153	13,064	30×30	30×30	188,7	1,823
5 ^{eme}	260,82	31,462	399,3	263,53	16,253	30×30	30×30	292,282	2,823
4 ^{eme}	353,37	41,268	538,951	355,707	18,88	30×30	30×30	394,638	3,812
3 ^{eme}	445,92	49,85	676,767	446,666	21,15	30×30	30×30	495,77	4,790
2 ^{eme}	538,47	57,204	812,740	536,408	23,180	30×30	30×30	595,674	5,755
1 ^{er}	631,02	63,333	946,876	624,938	25,12	30×30	30×30	694,353	6,708
RDC	723,57	69,462	1081,10	713,526	26,731	30×30	30×30	793,032	7,662

Tableau II.9 : Choix finale des poteaux de rives

D.3- poteau d'angle : $S = 2,475m^2$



❖ Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage (terrasse) :

Poids du plancher $G*S=6,37 \times 2,475 = 15,765 \text{ KN}$

Poids de la poutre porteuse $25(0,35 \times 0,25 \times 1,65) = 3,609 \text{ KN}$

Poids de la poutre non porteuse..... $25(0,35 \times 0,25 \times 1,50) = 3,281 \text{ KN}$

Poids de l acrotère $2,705 \times 3,15 = 8,520 \text{ KN}$

G_{tr} = 31,175 KN

❖ **Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage:**

Poids du plancher $G \cdot S = 5,34 \times 2,475 = 13,216 \text{ KN}$

Poids de la poutre porteuse $25(0,35 \times 0,25 \times 1,65) = 3,609 \text{ KN}$

Poids de la poutre non porteuse..... $25(0,35 \times 0,25 \times 1,50) = 3,281 \text{ KN}$

Poids du poteau $(3,06 - 0,35) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,0975 \text{ KN}$

Mur extérieur..... $2,181 \times 3,15 \times (3,06 - 0,35) = 23,98 \text{ KN}$

G_{pc} = 50,184 KN

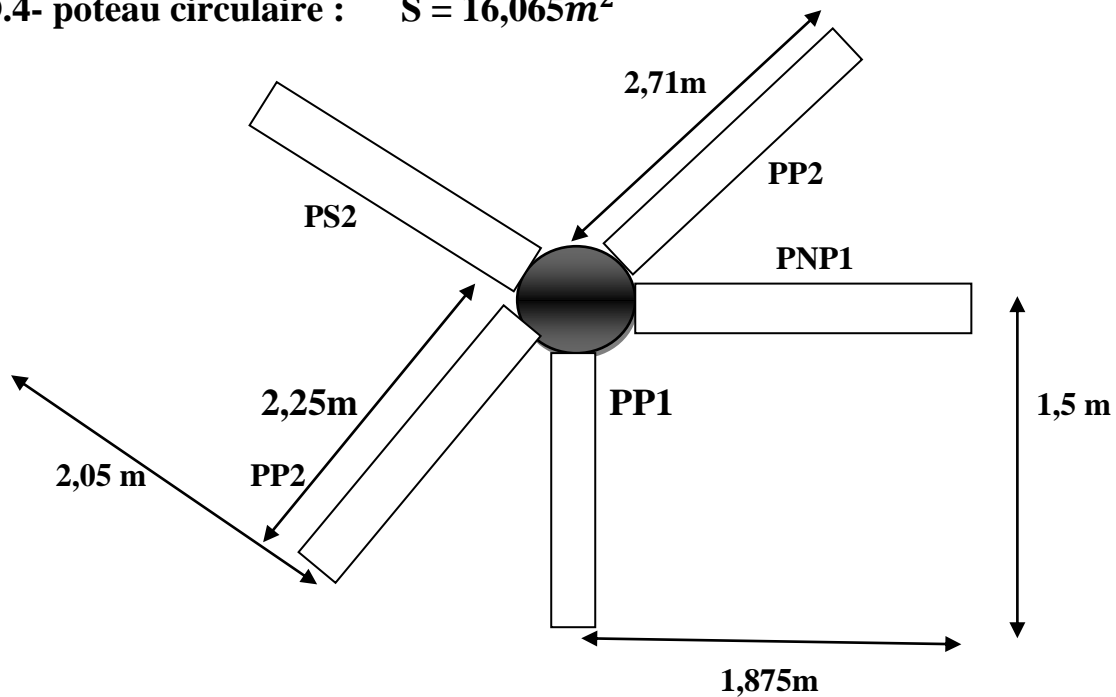
D'où : $G_6 = G + G_7 = 50,184 + 31,175 = 81,359 \text{ KN}$

➤ **Les résultats concernant le poteau d'angle sont donnés par le tableau Suivant**

Niv (kN)	NG (kN)	NQ (kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm ²)	RPA (cm ²)	Le Choix	Nser (kN)	σ _{ser} MPa
7 ^{ème}	31,175	2,475	45,798	30,22	5,517	30×30	30×30	33,65	0,325
6 ^{ème}	81,359	6,187	119,115	78,615	8,88	30×30	30×30	87,546	0,845
5 ^{ème}	131,543	9,528	191,875	126,637	11,273	30×30	30×30	141,071	1,363
4 ^{ème}	181,727	12,498	264,078	174,291	13,221	30×30	30×30	194,225	1,876
3 ^{ème}	231,911	15,097	335,725	221,578	14,905	30×30	30×30	247,008	2,386
2 ^{ème}	282,095	17,325	406,815	268,497	16,405	30×30	30×30	299,42	2,892
1 ^{er}	332,279	19,181	477,348	315,05	17,77	30×30	30×30	351,46	3,395
RDC	382,463	21,037	547,880	361,600	19,035	30×30	30×30	403,5	3,898

Tableau II.10 : choix finale des poteaux d'angle

D.4- poteau circulaire : $S = 16,065m^2$



❖ Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage (terrasse) :

Poids du plancher $G \cdot S = 6,37 \times 16,065 = 102,334 \text{ kN}$

Poids de la poutre principale : $(0,45 \times 0,30 \times 25 \times 2,71) + (0,45 \times 0,30 \times 25 \times 2,25) + (0,25 \times 0,35 \times 25 \times 1,5) = 20,021 \text{ kN}$

Poids de la poutre secondaire : $(0,25 \times 0,30 \times 25 \times 2,05) + (0,35 \times 0,25 \times 25 \times 1,875) = 7,945 \text{ kN}$

➡ **G_{tr} = 130,3 kN**

❖ Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage :

Poids du plancher $G \cdot S = 5,34 \times 16,065 = 85,787 \text{ kN}$

Poids de la poutre principale : $(0,45 \times 0,30 \times 25 \times 2,71) + (0,45 \times 0,30 \times 25 \times 2,25) + (0,25 \times 0,35 \times 25 \times 1,5) = 20,021 \text{ kN}$

Poids de la poutre secondaire : $(0,25 \times 0,30 \times 25 \times 2,05) + (0,35 \times 0,25 \times 25 \times 1,875) = 7,945 \text{ kN}$

Poids du poteau $(3,06 - 0,45) \times \left(\frac{\pi}{4} (0,30)^2\right) \times 25 = 4,612 \text{ kN}$

➡ **G_{pc} = 118,365 kN**

D'où : $G_6 = G + G_7 = 130,3 + 118,365 = 248,665$ KN

✓ Les résultats concernant le poteau circulaire sont donnés par le tableau suivant :

Niv (kN)	NG (kN)	NQ (kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	D (cm)	RPA (cm ²)	Le Choix	Nu/B (MPa)
7 ^{eme}	130,3	16,065	200	132	13,491	35	35	0,207
6 ^{eme}	248,665	40,162	395,940	261,320	18,165	35	35	0,411
5 ^{eme}	367,03	61,850	588,265	388,254	21,704	35	35	0,611
4 ^{eme}	485,395	81,128	776,97	512,800	24,645	35	35	0,807
3 ^{eme}	603,76	98	962,076	634,970	27,198	35	35	1,000
2 ^{eme}	722,125	112,455	1143,551	754,743	29,472	35	35	1,189
1 ^{eme}	840,49	124,503	1321,416	872,134	31,531	35	35	1,374
RDC	958,855	136,552	1499,282	989,526	33,456	35	35	1,559

Tableau II.11: Choix finale des poteaux circulaire

E. Pré dimensionnement des voiles :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4\alpha$

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires

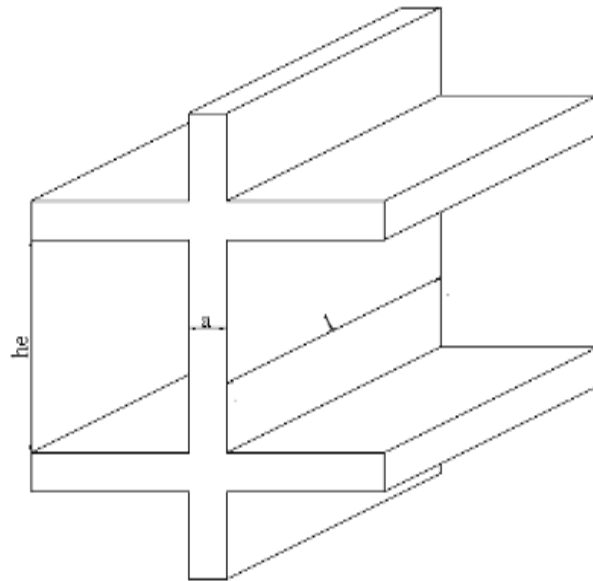


Figure II.13. Schéma du voile.

Avec

l : longueur du voile.

a : Epaisseur du voile

h_e : hauteur de l'étage

•Rôle des voiles et des murs :

-Participent au contreventement de la construction (vent, séisme)

-Assurent une isolation acoustique entre deux locaux en particulièrement relogements.

-Assurent aussi une protection incendie, coupe-feu.

D'après « RPA 99 modifié en 2003 », l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « **h_e** » et les conditions de rigidité aux extrémités.

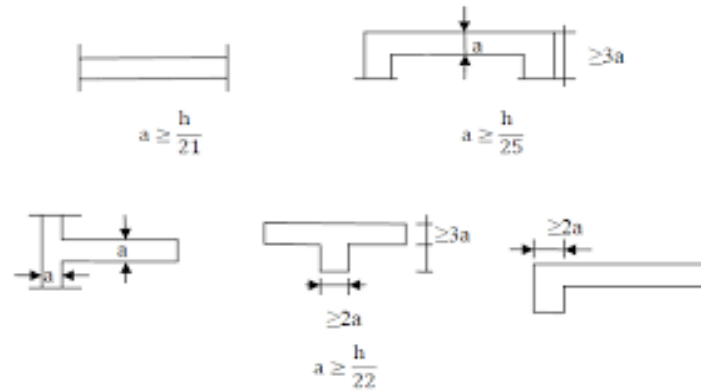


Figure II.14. Coupe de voile en plan.

Donc notre cas on a :

$$h_e = 3,06 - 0,35 = 2,71 \text{ m}$$

$$a = \frac{271}{20} = 13,55 \text{ cm}$$

➤ D'après « RPA 99 modifié en 2003 » : $a_{\min} = 15 \text{ cm}$

On prend **a = 20 cm**

CHAPITRE III

ANALYSE SISMIQUE DU BÂTIMENT POUR TROIS TYPES DE BÉTON

III.1. Introduction

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques. Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **SAP2000.14.2.2.**

III.2. Etude dynamique

III.2.1. Introduction

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

III.2.2. Modélisation

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir ; la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

III.2.3. Déterminations des Caractéristiques dynamiques propres

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement est :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

$\{\ddot{X}\}$, $\{X\}$: Vecteur des accélérations et vecteur des déplacements respectivement de la structure

[M] : matrice masse de la structure.

[K] : matrice de rigidité de la structure

A partir d'une analyse du système à plusieurs degrés de liberté en vibration libre non amortie (V.L.N.A) on peut déterminer les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre, qui s'écrit :

$$\{X(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Où :

{A} : Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ ; Angle de déphasage

Les accélérations en vibration libre non amorti « VLNA » sont données :

$$\{\ddot{X}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura

$$[[k] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots \dots \dots (4)$$

L'équation (4) doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus ce qui donne :

$$[[k] - \omega^2 [M]] \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues A_i , Il admet une solution non nulle si et seulement si :

$$\mathbf{det}[[k] - \omega^2 [M]] = \{0\} \rightarrow \text{« équation caractéristique »} \dots \dots (6)$$

En développant cette équation. On obtient une équation polynomiale de degré (2n) en (ω).

Les (n) solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2 \dots \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations des (n) modes de vibration possible.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre {A} ou forme modale.

III.3. Modélisation de la structure étudiée

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan

Par ailleurs vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment ; l'utilisation de l'outil informatique s'impose, et dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul existant et qui est à notre portée ; il s'agit du SAP2000(V14.2.2).

III.3.1. Modélisation de la rigidité

On considère que notre structure à **p** nœuds et comporte au total **n** DDL numérotés de 1 à n, dans le cas général il existe six « 06 »DDL par nœud, le nombre **n** a donc pour valeur : $n=6.p$.

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coque (Shell éléments) à 04 nœuds, Les plancher en été modélisés par des diaphragmes rigides, A tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribuez une contrainte de type diaphragme.

III.3.2. Modélisation de la masse :

- La masse est calculée par l'équation ($G+\beta Q$) imposée par le "**RPA99 version 2003**".
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé.
- La masse des planchers a été répartie aux poutres de plancher.
- En choisissant l'option (**Mass source / From loads**), le **SAP 2000** calcule tout seul

Les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et d'exploitation sollicitant la structure, et ce en utilisant la formule $(G+\beta Q)$ imposée par le « **RPA99 v2003** », Tel que : $\beta=0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés) **tab4.5. [1]**

III.4. Etude sismique :

III.4.1. Introduction :

Les secousses qui agissent sur un bâtiment provoquent des contraintes et déformations, le calcul de ces dernières vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrés lors du séisme, dans le cadre de notre projet, le calcul de ces efforts a été conduit par le logiciel de calcul SAP2000 (ver 14.2.2).

Ce logiciel utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basé sur le principe de la superposition modale.

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

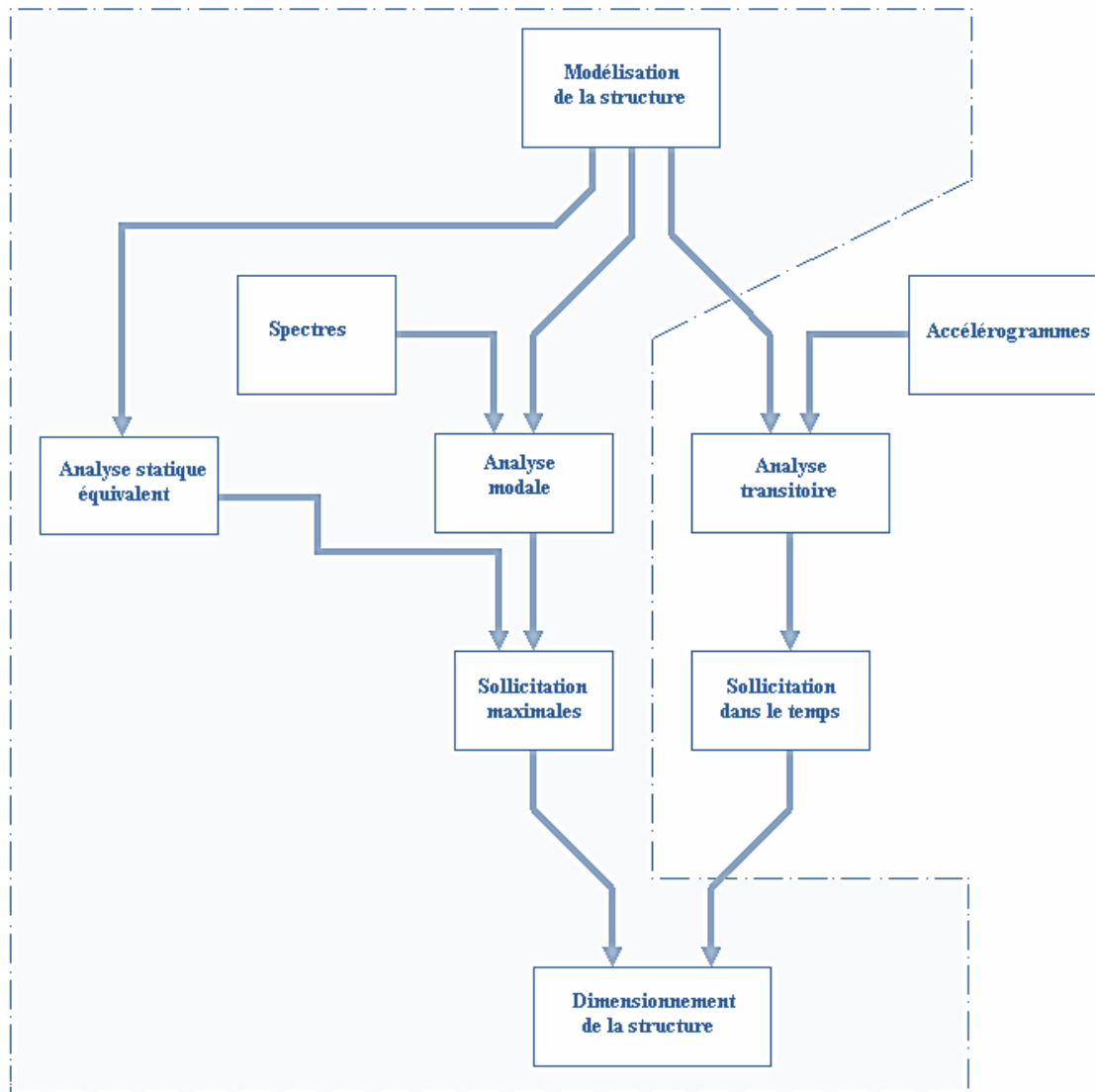


Figure III.1. les Etapes du Calcul Sismique.

III.4.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire. [1].

III.4.3. La méthode statique équivalente

a) Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

Zone IIb et III :

{	Groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 Niveaux ou 17m
	Groupe d'usages 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 m.
	Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 Niveaux ou 8m

- la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est classée dans un groupe d'usage 2 et sa hauteur est supérieur à 17m (24,48m)
- Alors, la méthode que nous pouvons utilisée dans le cadre de notre PFE est la méthode d'analyse modale spectrale qui, d'après les RPA99 v03 peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

III.4.4. La méthode dynamique modale spectrale

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

a)- Objectifs de l'analyse spectrale

L'analyse spectrale permet d'avoir :

- 1) Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.
- 2) Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres, ainsi que les efforts et les déplacements quadratiques.

b)- Principe

Par cette méthode, Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. [1]

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec} \dots\dots[1]$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

c)- Analyse modale spectrale

- Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogramme données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \dots\dots\dots [1]$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur,

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

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

Q : Facteur de qualité.

III.5. Résultats de l'analyse sismique :

a-Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad [1]$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

groupe d'usage 2 }
zonesismique : **Iib** } → A=0.20

D: facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 [1].

-Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :

La période fondamentale est un paramètre de conception important qui joue un rôle significatif dans le calcul de l'effort tranchant à la base, les RPA fournissent des expressions empiriques approximatives pour estimer la période fondamentale.

Selon les prescriptions des RPA99 V2003 ; la période déterminée à partir d'une analyse dynamique peut être plus longue que celle obtenue à partir des formule empirique jusqu'à une limite de 30%.

Les Règlements parasismiques exigent cette majoration pour la période empirique afin de ne pas excessivement pénaliser l'effort de calcul, ainsi il est proposé [8] à ce que le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base soit limité comme suit :

$$T = \begin{cases} T_{\text{analytique}} & \text{Si } T_{\text{analytique}} \leq T_{\text{empirique}} \\ T_{\text{empirique}} & \text{Si } T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3T_{\text{empirique}} \\ 1.3T_{\text{empirique}} & \text{Si } T_{\text{analytique}} < 1.3T_{\text{empirique}} \end{cases}$$

- Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003

$$T = \min \begin{cases} T = C_T \times h_N^{3/4} \\ T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N), dans notre cas $h_N = 24.48\text{m}$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage il est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version 2003 $C_T = 0,05$ dans notre cas

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

$$\begin{cases} \Rightarrow D_y = 23,69\text{m} \\ \Rightarrow D_y = 23,69\text{m} \end{cases}$$

-Suivant la direction (x – x)

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{24.48}{\sqrt{23.69}} = 0.452 \text{sec} \\ T = 0.05 \times 24.48^{3/4} = 0.55 \text{ sec} \end{cases}$$

Sens (x-x) : $T_x = \min (0.452, 0.55) = 0.452 \text{sec}$

-Suivant la direction (y – y)

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{24.48}{\sqrt{23.69}} = 0.452 \text{sec} \\ T = 0.05 \times 24.48^{3/4} = 0.55 \text{ sec} \end{cases}$$

Sens (y-y) : $T_y = \min (0.452, 0.55) = 0.452 \text{sec}$

Donc :

$$T_x = T_y = 0.452 \text{ sec} \quad \Longrightarrow \quad 1.3 T_x = 1.3 T_y = 0.587 \text{sec}$$

La catégorie de site est : sol meuble S3

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{cases} \quad [1]$$

η : Facteur de correction d’amortissement donné par la formule

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

ξ(%) :est le Pourcentage d’amortissement critique il est fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages [tableau4.2] [1]

Pour notre cas on prend ξ=7%.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} \geq 0.7 \rightarrow \eta = 0.88$$

Donc : $D_X = D_Y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$ car $T = 0,587 \text{ s} > T_2 = 0,50 \text{ s}$

Ce qui donne : $D_X = D_Y = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{0.5}{0.587}\right)^{2/3} = 1,976$

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité **de** la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité de contrôle de la construction

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \text{ [1]}$$

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

Sa valeur est donné par le tableau **4.4 (RPA 99/version 2003)**.

critère q	P_q			
	suivant x		suivant y	
	Observé	Non Observé	Non Observé	Observé
1- condition minimale sur les files de contreventement	-	0.05	-	0.05
2-Redondances en plan	-	0.05	-	0.05
3- Régularité en plan	-	0.05	-	0.05
4- Régularité en élévation	0	-	0	-
5-Contrôle de la qualité des matériaux	0	-	0	-
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	-	0.10	-	0.10
Totale	0.25		0.25	

Tableau III.1 : Valeurs des pénalités P_q

$$Q = \begin{cases} Q_X = 1 + 0.25 = 1.25 \\ Q_Y = 1 + 0.25 = 1.25 \end{cases}$$

W : poids de la structure

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

W_i Étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher «i»

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, de la structure au niveau «i»

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau «i»

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). (Tableau 4.5) [1]

R: Coefficient de comportement

Les valeurs du coefficient de comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (système de contreventement tableau (4.3)(Art 4.2.3 RPA 99/version 2003.), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour le cas de notre bâtiment on suppose que R=5 (Mixte portique /voiles avec interaction)

A la fin de ce chapitre la valeur de R= 5 sera justifiée.

- **Récapitulatif :** Le tableau suivant récapitule les paramètres de l'étude sismiques retenus pour notre bâtiment

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe 2 Zone sismique : IIb	A=0.20
R	Mixte portique /voiles avec interaction	R=5
Q	$1 + \sum P_q$	1.25
ξ	-	7%
η	$\sqrt{\frac{7}{2+7}} \geq 0.7$	0.88
T_1	Site3	0.15
T_2	Site3	0.50

Tableau III.2 : Récapitulatif des paramètres sismiques retenus

b- Résultante des forces sismique de calcul

C- Vérification des déplacements inter étage : La résultante des forces sismique a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminé 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, moment...) dans le rapport $r = \frac{0,8 V}{V_t}$

Nécessairement être vérifiée : $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$

Où $\bar{\Delta} = 0.01h_e$

Avec :

$$\delta_k^x = R \delta_{ek}^x \quad \text{et} \quad \delta_k^y = R \delta_{ek}^y \quad [1]$$

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

- Δ_k^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x – x (idem dans le sens y – y, Δ_k^y)
- δ_{ek}^x : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y δ_{ek}^y)
- Si Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il Faudra augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on pourra :
 - 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 c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

III.5. Résultat de l'analyse sismique

Plusieurs Modèles ont été analysées correspondant à différentes disposition de voile, nous présenterons dans la suite uniquement les modèles initiale et finale.

➤ **Modèle Initial (voir figure ci-dessous)**

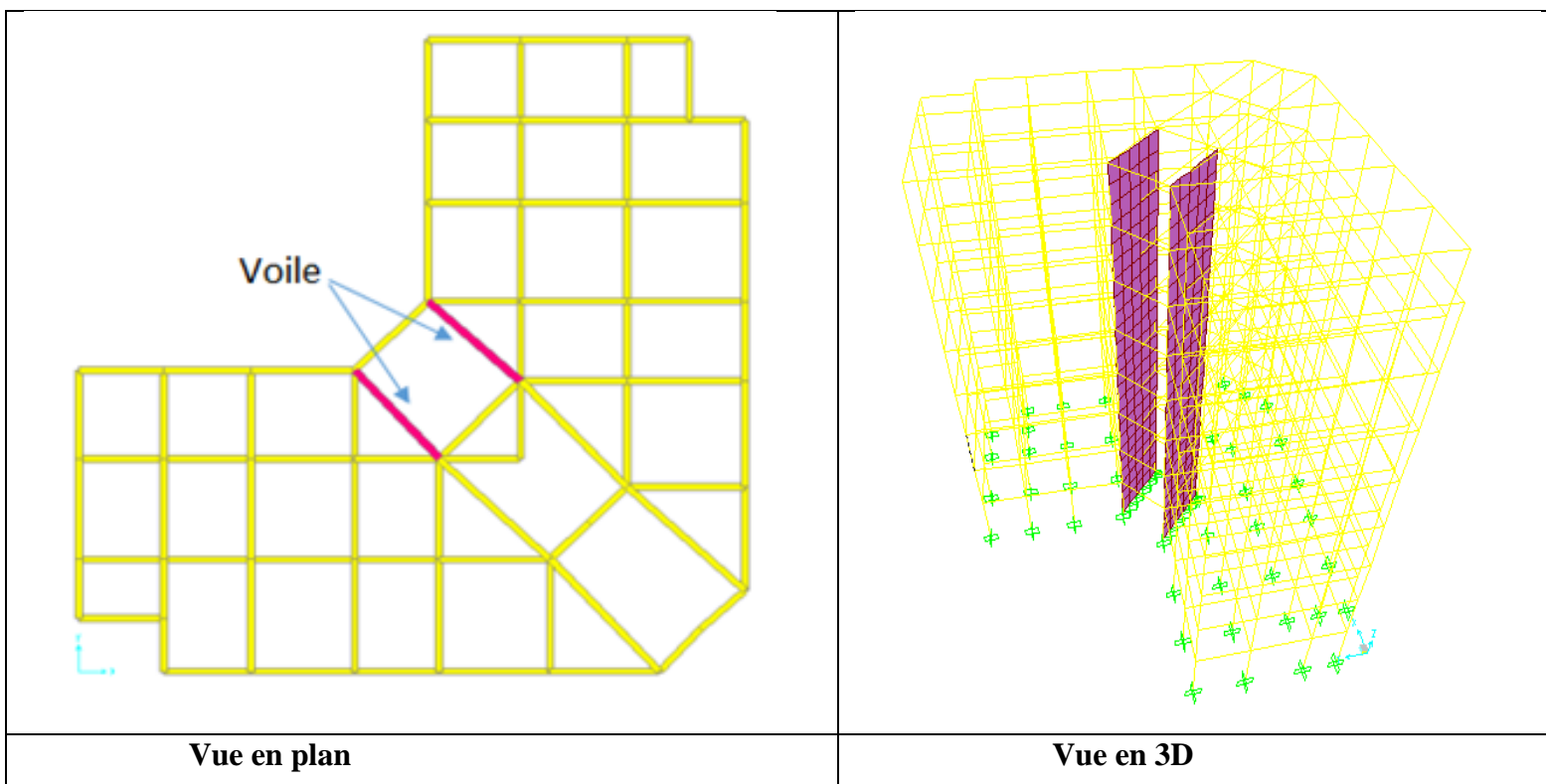


Figure III.2. Modèle initial (BO).

1) Caractéristiques dynamiques propres du modèle initial (BO):

		FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
Modes	Période (s)	UX	UY	UZ	Σ UX	Σ UY	Σ UZ
1	1,44773	0,4062	0.4062	1,644E-14	0,4062	0,4062	1,644E-14
2	1,131697	0,00406	0.00406	7.803E-08	0,41026	0,41026	1.652E-14
3	0,858869	0,34714	0.34714	0.00009181	0.7574	0,7574	0.00009181
4	0,472875	0,04988	0,04988	8.895E-13	0.80728	0,80728	0.00009181
5	0,361712	0,00056	0,00056	1.365E-14	0,80785	0,80785	0.00009181
6	0,272465	0,01783	0,01783	0.0000000683 4	0,82567	0,82567	0.00009181
7	0,201961	0,00021	0,00021	2.087E-13	0,82588	0,82588	0.00009181
8	0.199949	0.0911	0.0911	0.00019	0.91698	0,91698	0.00028

Tableau III.3 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle initial (BO)

2) Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période du 1^{er} mode : $T_1 = 1,447$ sec.
- Une période du 2^{eme} mode : $T_2 = 1,131$ sec.

- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du 8^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation diagonale de l'ordre de
 $(40.62 + 40.62) \cong 81\%$
- Le 2^{ème} mode est un mode de rotation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation diagonale de l'ordre de
 $(34,714 + 34.714) \cong 69\%$

3) Résultantes des forces sismiques :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = T_1 = 1,447 \text{ s} > 1,3T_{\text{empirique}} = 0,587 \text{ s} \\ T_2 = 1,131 \text{ s} > 1,3T_{\text{empirique}} = 0,587 \text{ s} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} D_x = 1,976 \\ D_y = 1,976 \end{array} \right.$$

o $W = 30347,554 \text{ kN}$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = 0,0988 W \\ V_y = 0,0988 W \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = 2998,338 \text{ kN} \\ V_y = 2998,338 \text{ kN} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,8 V_x = 2398,670 \text{ kN} \\ 0,8 V_y = 2398,670 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_1 = V_t^x = 1830,707 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 1830,707 \text{ kN} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_t^x < 0,8 V_x \quad ; \quad r_x = 1,31 \\ V_t^y < 0,8 V_y \quad ; \quad r_y = 1,3 \end{array} \right.$$

4) Vérification des Déplacements inter étages du modèle initiale (BO) :

$r_x = 1,31 \quad r_y = 1,31 \quad R = 5$

Z (m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation	
								x	Y
24,48	3.758	3.758	24.614	24.614	1.631	1.631	3,06	vérifier	Vérifier
21,42	3.509	3.509	22.983	22.983	2.246	2.246	3,06	vérifier	Vérifier
18,36	3.166	3.166	20.737	20.737	2.823	2.823	3,06	vérifier	vérifier
15,3	2.735	2.735	17.914	17.914	3.315	3.315	3,06	Non vérifier	Non vérifier
12,24	2.229	2.229	14.599	14.599	3.713	3.713	3,06	Non vérifier	Non vérifier
9,18	1.662	1.662	10.886	10.886	3.996	3.996	3,06	Non vérifier	Non vérifier
6,12	1.052	1.052	6.890	6.890	4.054	4.054	3,06	Non vérifier	Non vérifier
3,06	0.433	0.433	2.836	2.836	2.836	2.836	3,06	vérifier	vérifier

Tableau III.4 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle initiale(BO)

➤ **Modèle 01 (voir figures ci-dessous) (BO)**

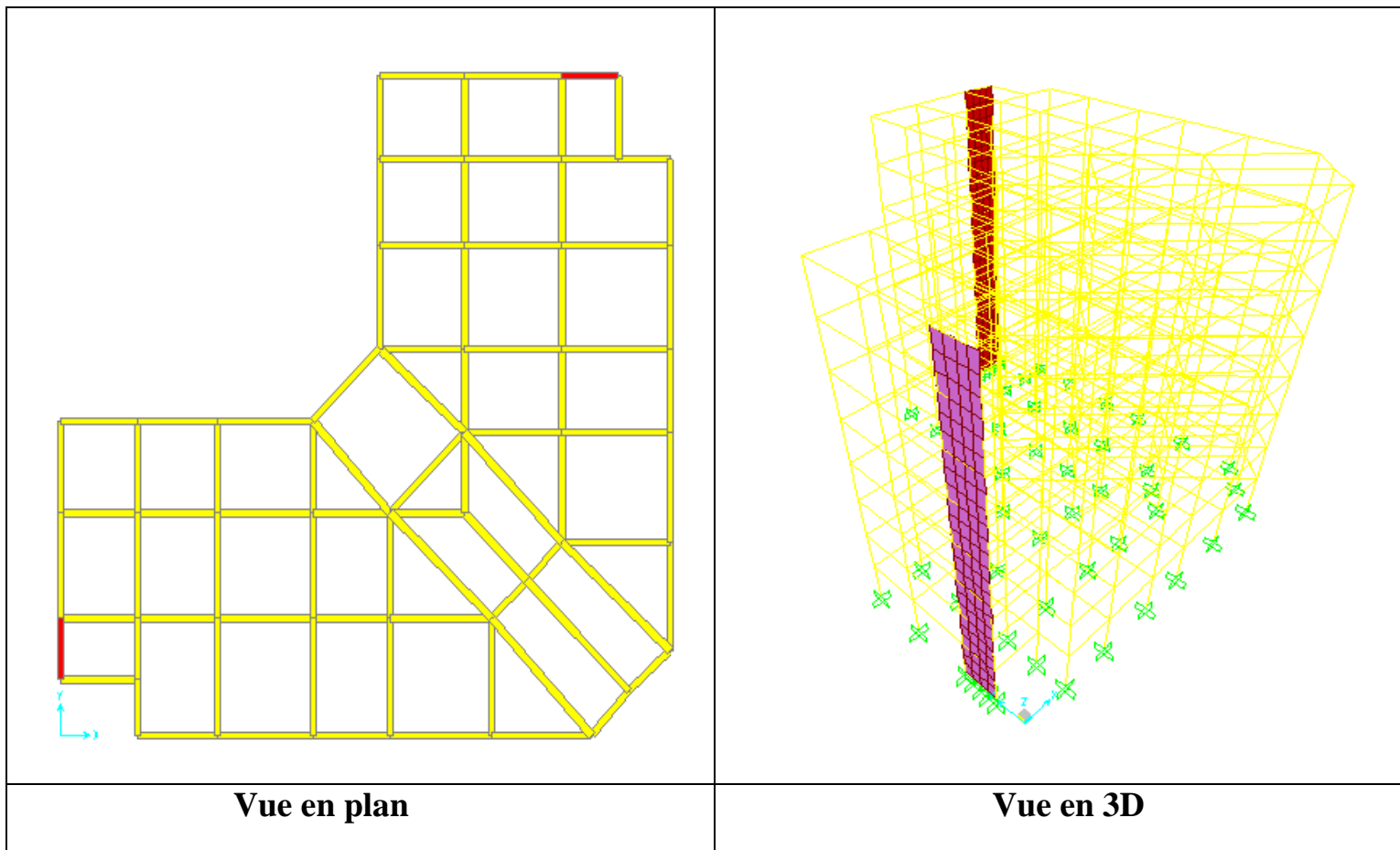


Figure III.3. Modèle 01(BO).

1) Caractéristiques dynamiques propres du modèle 01(BO) :

		FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
Modes	Période (s)	UX	UY	UZ	Σ UX	Σ UY	Σ UZ
1	1,418134	0,35859	0,35859	1,334E-14	0,35859	0,35859	1,334E-14
2	1,184973	0,38232	0,38232	2,835E-08	0,74091	0,74091	2,835E-08
3	0,855862	0,04066	0,04066	2,643E-14	0,78157	0,78157	2,835E-08
4	0,463623	0,04517	0,04517	7,155E-13	0,82673	0,82673	2,835E-08
5	0,35194	0,06183	0,06183	6,127E-07	0,88856	0,88856	0,000000641
6	0,269468	0,01319	0,01319	6,339E-12	0,90176	0,90176	6,411E-07
7	0,214327	0,01482	0,01482	9,334E-13	0,91657	0,91657	6,411E-07

Tableau III.5 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 01 (BO)

2) Constatations :

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période du 1^{er} mode : $T_1 = 1,418134$ sec.
- Une période du 2^{eme} mode : $T_2 = 1,184973$ sec.

- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du 7^{eme} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation diagonale de l'ordre $(35,859 + 35,859) \cong 71\%$
- Le 2^{eme} mode est un mode de translation diagonale de l'ordre $(38,232 + 38,232) \cong 76\%$
- Le 3^{eme} mode est un mode de rotation

3) Résultantes des forces sismiques :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 1,418 \text{ s} > 1,3T_{x\text{empirique}} = 0,587 \text{ s} \\ T_2 = 1,184 \text{ s} > 1,3T_{y\text{empirique}} = 0,587 \text{ s} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} D_x = 1,976 \\ D_y = 1,976 \end{array} \right.$$

○ $W = 29822,031 \text{KN}$

$$\begin{cases} V_x = 0,0988 W \\ V_y = 0,0988 W \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_x = 2946,416 \text{ kN} \\ V_y = 2946,416 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,8 V_x = 2357,133 \text{ kN} \\ 0,8 V_y = 2357,133 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 1607,722 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 1607,722 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_t^x < 0,8 V_x & ; r_x = 1,46 \\ V_t^y < 0,8 V_y & ; r_y = 1,46 \end{cases}$$

4) Vérification des Déplacements inter étages du modèle 01 (BO):

$r_x = 1,46$ $r_y = 1,46$ $R = 5$

								Observation	
Z (m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	x	Y
24,48	4,641	4,641	33,879	33,879	1,84	1,84	3,06	vérifier	Vérifier
21,42	4,389	4,389	32,04	32,04	2,84	2,84	3,06	vérifier	Vérifier
18,36	4,001	4,001	29,207	29,207	3,76	3,76	3,06	Non vérifier	Non vérifier
15,3	3,487	3,487	25,455	25,455	4,58	4,58	3,06	Non vérifier	Non vérifier
12,24	2,861	2,861	20,885	20,885	5,23	5,23	3,06	Non vérifier	Non vérifier
9,18	2,145	2,145	15,658	15,658	5,71	5,71	3,06	Non vérifier	Non vérifier
6,12	1,363	1,363	9,949	9,949	5,81	5,81	3,06	Non vérifier	Non vérifier
3,06	0,568	0,568	4,146	4,146	4,163	4,163	3,06	Non vérifier	Non vérifier

Tableau III.6 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 01(BO)

➤ **Modèle finale (voir figures ci-dessous)**

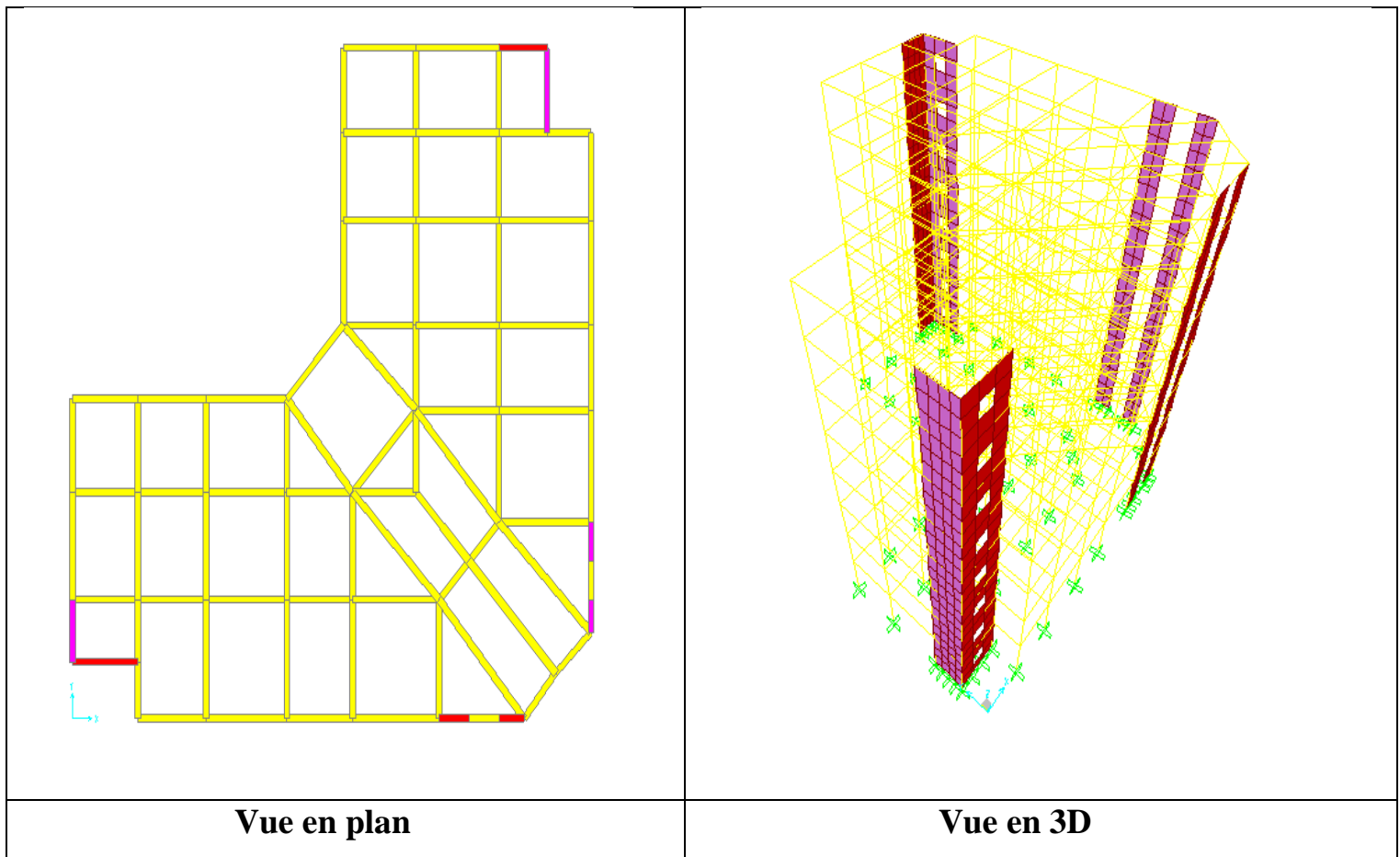


Figure III.4. Modèle finale (BO).

1) Caractéristiques dynamiques propres du modèle finale(BO) :

		FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
Modes	Période (s)	UX	UY	UZ	Σ UX	Σ UY	Σ UZ
1	1,034374	0,35462	0,35462	9,8E-14	0,35462	0,35462	9,8E-14
2	0,817895	0,35278	0,35278	1,218E-07	0,7074	0,7074	1,218E-07
3	0,582831	0,00821	0,00821	7,584E-15	0,71561	0,71561	1,218E-07
4	0,275397	0,07262	0,07262	3,816E-12	0,78823	0,78823	1,218E-07
5	0,275397	0,08926	0,08926	2,835E-08	0,87749	0,87749	1,502E-07
6	0,135807	0,00225	0,00225	3,524E-11	0,87974	0,87974	1,502E-07
7	0,127115	0,000001537	0,000001408	0,30028	0,87974	0,87974	0,30028
8	0,123435	0,02936	0,02936	8,439E-09	0,9091	0,9091	0,30028

Tableau III.7: Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle finale (BO)

2) Constatations :

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période du 1^{er} mode : $T_1 = 1,034374$ sec.
- Une période du 2^{eme} mode : $T_2 = 0,817895$ sec.

- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{eme}** mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation diagonale de l'ordre $(35,462+35,462) \cong 71\%$
- Le 2^{eme} mode est un mode de translation diagonale de l'ordre $(35,278 + 35,278) \cong 70,5\%$

- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

3) Résultantes des forces sismiques :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 1,034 \text{ s} > 1,3 T_{x\text{empirique}} = 0,587 \text{ s} \\ T_2 = 0,8178 \text{ s} > 1,3 T_{y\text{empirique}} = 0,587 \text{ s} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} D_x = 1,976 \\ D_y = 1,976 \end{array} \right.$$

o $W = 31173,327 \text{ KN}$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = 0,0988 W \\ V_y = 0,0988 W \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = 3079,924 \text{ kN} \\ V_y = 3079,724 \text{ kN} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,8 V_x = 2463,939 \text{ kN} \\ 0,8 V_y = 2463,939 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_1 = V_t^x = 2017,762 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 2017,762 \text{ kN} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_t^x < 0,8 V_x \quad ; r_x = 1,22 \\ V_t^y < 0,8 V_y \quad ; r_y = 1,22 \end{array} \right.$$

4) Vérification des Déplacements inter étages du modèle finale (BO) :

$r_x = 1,22 \quad r_y = 1,22 \quad R = 5$

Z (m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation	
								X	Y
24,48	3,086	3,086	18,824	18,824	2,373	2,373	3,06	vérifier	vérifier
21,42	2,697	2,697	16,451	16,451	2,568	2,568	3,06	vérifier	vérifier
18,36	2,276	2,276	13,883	13,883	2,757	2,757	3,06	vérifier	vérifier
15,3	1,824	1,824	11,126	11,126	2,867	2,867	3,06	vérifier	vérifier
12,24	1,354	1,354	8,259	8,259	2,824	2,824	3,06	vérifier	vérifier
9,18	0,891	0,891	5,435	5,435	2,556	2,556	3,06	vérifier	vérifier
6,12	0,891	0,891	2,879	2,879	1,964	1,964	3,06	vérifier	vérifier
3,06	0,150	0,150	0,915	0,915	0,915	0,915	3,06	vérifier	vérifier

Tableau III.8: Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle finale (BO)

- ✓ Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le «RPA99 version 2003»

III.6. Vérification Spécifique Aux Sollicitations Normales (dans les poteaux):

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A [2] 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 :

- $$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

B_c : section de poteau.

N_d : l'effort normal de calcul s'excentrant sur une section de béton sous la combinaison **G+Q+E**

f_{c28} : résistance à la compression à «28» jours (25 MPA)

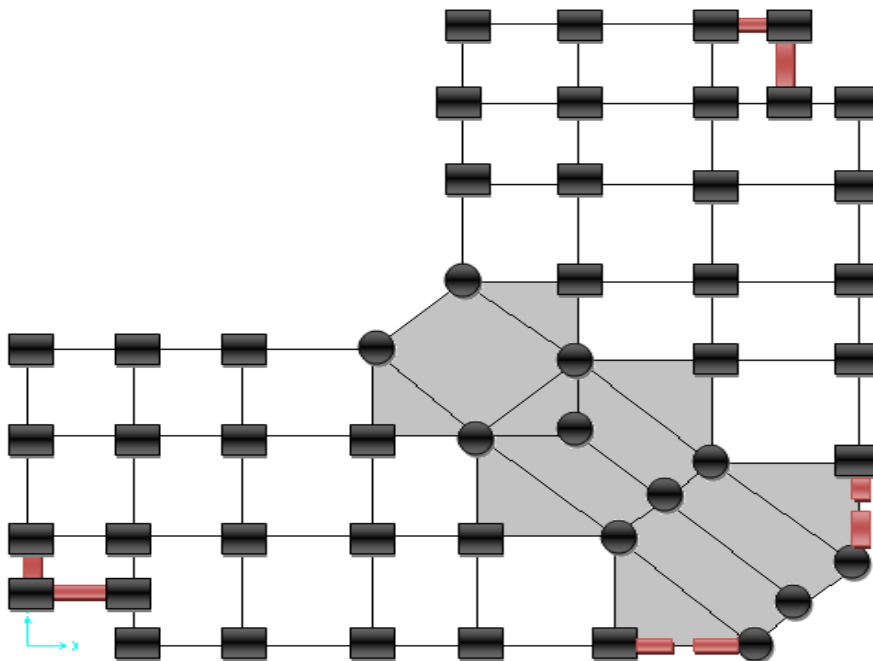


Figure III.5. Repérage des Poteaux.

a - poteaux circulaire :

Section des poteaux circulaire								
Niv	D (cm)	Na (kN) (G+Q+E)	v	Obs	Diamètre corrigée (cm)	Na (kN) (G+Q+E)	v	Obs
P7	35	181 ,307	0,0753	<0,3	40	180,904	0,057	<0,3
P6	35	384,683	0,159	<0,3	40	382,812	0,121	<0,3
P5	35	591,831	0,246	<0,3	45	588,846	0,148	<0,3
P4	35	804,063	0,334	>0,3	45	799,789	0,201	<0,3
P3	35	1023,275	0,425	>0,3	50	1017,894	0,207	<0,3
P2	35	1251,382	0,520	>0,3	50	1245,133	0,253	<0,3
P1	35	1490,423	0,619	>0,3	55	1483,543	0,249	<0,3
RDC	35	1730,416	0,719	>0,3	55	1723,606	0,290	<0,3

**Tableau III.9 : Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux circulaire modèle
Finale (BO)**

b-poteaux carrée (effort normal dans les poteaux non reliés aux voiles) :

Section des poteaux carrée								
Niv	Bc (cm ²)	N _d (KN) (G+Q+E)	v	Obs	Section (cm)	N _d (KN) (G+Q+E)	N	Obs
P7	30×30	138,642	0,061	< 0,3	40×40	147,953	0,036	< 0,3
P6	30×30	264,506	0,117	< 0,3	40×40	288,706	0,072	< 0,3
P5	30×30	393,389	0,174	< 0,3	45×45	431,258	0,085	< 0,3
P4	30×30	523,177	0,232	< 0,3	45×45	574,681	0,113	< 0,3
P3	30×30	653,662	0,290	< 0,3	50×50	718,286	0,114	< 0,3
P2	30×30	784,086	0,348	> 0,3	50×50	860,779	0,137	< 0,3
P1	30×30	912,998	0,405	> 0,3	55×55	1000,079	0,132	< 0,3
RDC	30×30	1039,559	0,462	> 0,3	55×55	1134,317	0,149	< 0,3

Tableau III.10 : Vérification de l'Efforts Normal pour les Poteaux carrée (BO)

✓ **Remarque :**

Dans le tableau précédent, l'effort normal réduit est non vérifié dans les poteaux carrés avec les dimensionnons trouvées dans l'étape de pré dimensionnement, Néanmoins, nous avons décidé de modifier (augmenter) les sections des poteaux carrés de manière à avoir les mêmes dimensions que les poteaux circulaires par étage, et donc un seul coffrage par étage, dans le but de faciliter l'exécution.

❖ Résultats de l'analyse dynamique du modèle finale après les modifications des sections des poteaux (BO):

1) Caractéristiques dynamiques propres :

		FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
Modes	Période (s)	UX	UY	UZ	Σ UX	Σ UY	Σ UZ
1	0,903703	0,35845	0,35845	1,132E-13	0,35845	0,35845	1,132E-13
2	0,728129	0,35623	0,35623	3,865E-07	0,71468	0,71468	3,865E-07
3	0,530008	0,00598	0,00598	8,896E-15	0,72067	0,72067	3,865E-07
4	0,242537	0,07248	0,07248	4,636E-12	0,79314	0,79314	3,865E-07
5	0,184886	0,08741	0,08741	5,962E-07	0,88055	0,88055	9,827E-07
6	0,126892	0,00145	0,00145	7,132E-12	0,88201	0,88201	9,827E-07
7	0,112141	8,943E-07	0,000000709	0,24489	0,88201	0,88201	0,24489
8	0,110449	0,0296	0,0296	2,227E-08	0,9116	0,9116	0,24489

Tableau III.11 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle finale Après la Vérification spécifique aux sollicitations normales (BO)

2) Constatations :

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période du 1^{er} mode : $T_1 = 0,903703$ sec.
- Une période du 2^{eme} mode : $T_2 = 0,728129$ sec.

- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation diagonale de l'ordre
 $(35,845 + 35,845) \cong 71\%$
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation diagonale de l'ordre
 $(35,623 + 35,623) \cong 71\%$
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

3) Résultantes des forces sismiques :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = \mathbf{0,903\ s} > 1,3T_{x\text{empirique}} = 0,587\ \text{s} \\ T_2 = \mathbf{0,728\ s} > 1,3T_{y\text{empirique}} = 0,587\ \text{s} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} D_x = 1,976 \\ D_y = 1,976 \end{array} \right.$$

○ $W = 32999,521\ \text{KN}$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = 0,0988\ W \\ V_y = 0,0988\ W \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = 3260,352\ \text{kN} \\ V_y = 3260,352\ \text{kN} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,8\ V_x = 2608,281\ \text{kN} \\ 0,8\ V_y = 2608,281\ \text{kN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_1 = V_t^x = 2323,059\ \text{kN} \\ F_2 = V_t^y = 2323,059\ \text{kN} \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} V_t^x < \mathbf{0,8\ V_x} \quad ; \quad \mathbf{r_x = 1,122} \\ V_t^y < \mathbf{0,8\ V_y} \quad ; \quad \mathbf{r_y = 1,122} \end{array}$$

4) Vérification des Déplacements inter étages du modèle finale(BO) :

$r_x=1,122$ $r_y=1,122$ $R = 5$

								Observation	
Z (m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	X	Y
24,48	2,519	2,519	14,131	14,131	1,705	1,705	3,06	vérifier	vérifier
21,42	2,215	2,519	12,426	12,426	1,891	1,891	3,06	vérifier	vérifier
18,36	1,878	2,519	10,535	10,535	2,053	2,053	3,06	vérifier	vérifier
15,3	1,512	2,519	8,482	8,482	2,154	2,154	3,06	vérifier	vérifier
12,24	1,128	2,519	6,328	6,328	2,138	2,138	3,06	vérifier	vérifier
9,18	0,747	2,519	4,190	4,190	1,952	1,952	3,06	vérifier	vérifier
6,12	0,399	2,519	2,238	2,238	1,515	1,515	3,06	vérifier	vérifier
3,06	0,129	2,519	0,723	0,723	0,723	0,723	3,06	vérifier	vérifier

Tableau III.12: Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle finale
Après la vérification spécifique aux sollicitations normales(BO)

III.7. Justification du choix du coefficient de comportement R=5 :

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

Les voiles et les portiques reprennent conjointement 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. [1]

a-Justification des voiles sous charges verticales :

Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles :

- **Condition :**

$$\frac{\sum F_{zvoiles}}{\sum F_{zportiques} + \sum F_{zvoiles}} \leq 20\%$$

Avec : $e_{pvoiles} = 20 \text{ cm}$

Combinaison	Totale (KN)	Voiles (KN)	Pourcentages des voiles (%)
ELS	37853,71	4864,71	12,851

Tableau III.13 : Vérification de la portance des voiles

- ✓ Alors les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

b-Effort tranchant repris par les portiques :

Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques

Combinaison E							
Sens-X					Sens-Y		
Etage	Totale kN	Portique kN	(%)		Totale kN	Portique kN	(%)
7 ^{ème}	808 ,7228	626,6391	77,485		808 ,7228	626,6391	77,485
6 ^{ème}	1078,9467	715,9173	66,353		1079,6243	715,6931	66,290
5 ^{ème}	1424,0334	819,397	54,536		1423,0692	819,84	57,610
4 ^{ème}	1714,7083	867,2047	50,574		1712,8163	868,4138	50,700
3 ^{ème}	1950,1894	967,4906	49,610		1950,1894	967,4905	49,610
2 ^{ème}	2128,3112	909,5535	42,735		2125,9522	909,5535	42,783
1 ^{ème}	2261,4755	746,11	32,992		2260,1073	747,0317	33,052
RDC	2323,06	604,9224	26,025		2323,06	605,5185	26,065

Tableau III.14 : Pourcentages des efforts tranchants dans les deux sens «X et Y» (BO)

- La valeur de coefficient de comportement **R = 5** est bien justifier
- Ce sont les éléments résistants de la structure finale en Béton Ordinaire qui seront Ferrillées. C'est pourquoi les accélérations spectrales selon X et Y seront multipliées

Par **r = 1,122**

III.8. Analyse de bâtiment avec BAP et BL

On se propose dans ce qui suit de faire une analyse sismique analogue à celle faite dans les paragraphes précédents pour deux types de béton, le béton auto-plaçant (B.A.P) et le béton léger (B.L).

Rappelons que pour les deux cas étudiés nous démarrons l'analyse avec le modèle final (après Justification de l'effort normal réduit «voir page 89, 90, 91...», du paragraphe précédent

C'est-à-dire les mêmes dispositions des voiles ainsi que les mêmes dimensions des sections

Des poteaux.

III.8.1. Bâtiment avec du béton auto plaçant (BAP) :

$E = 4306354 \text{ MPa}$ et $f_{c28} = 60 \text{ MPa}$, $\rho = 25 \text{ KN /m}^3$

A. Modèle 01 (BAP) :

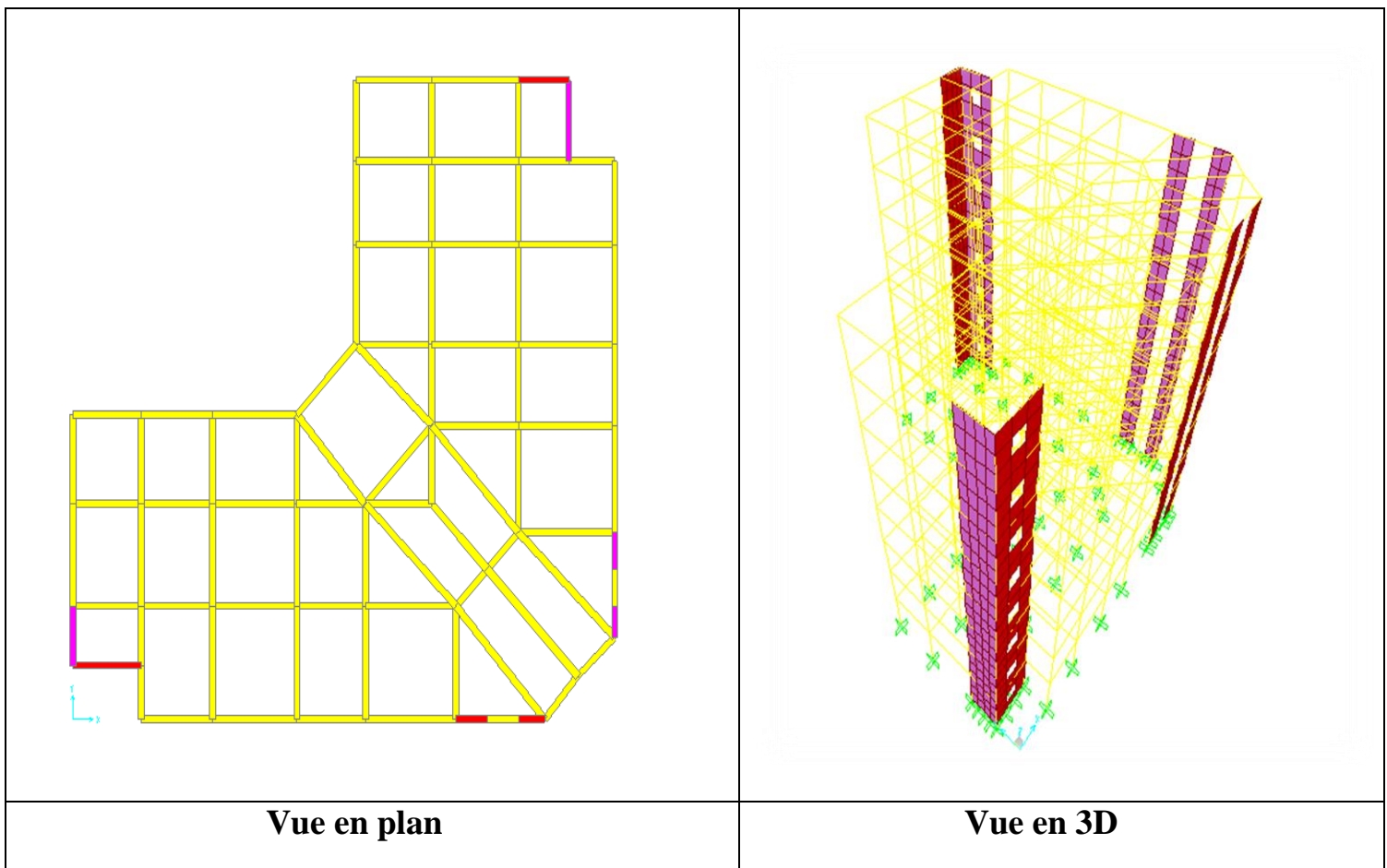


Figure III.6. Modèle 01 (BAP)

Etages	Elément		
	Poteaux carrée (cm ²)	Poteaux circulaire (cm)	Voiles (cm)
6 ^{eme} /7 ^{eme}	40×40	40	e= 20cm
4 /5 ^{eme}	45×45	45	
2 ^{eme} /3 ^{eme}	50×50	50	
RDC /1 ^{er}	55×55	55	

Tableau III.15 : Sections des Poteaux et des Voiles

B. Résultats de l'analyse :

1) Caractéristiques dynamiques propres du modèle 01(BAP) :

		FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
Modes	Période (s)	UX	UY	UZ	Σ UX	Σ UY	Σ UZ
1	0,779015	0,35845	0,35845	1,132E-13	0,35845	0,35845	1,132E-13
2	0,627666	0,35623	0,35623	3,865E-07	0,71468	0,71468	3,865E-07
3	0,45688	0,00598	0,00598	8,896E-15	0,72067	0,72067	3,865E-07
4	0,209073	0,07248	0,07248	4,636E-12	0,79314	0,79314	3,865E-07
5	0,159377	0,08741	0,08741	5,962E-07	0,88055	0,88055	9,827E-07
6	0,109384	0,00145	0,00145	7,132E-12	0,88201	0,88201	9,827E-07
7	0,096668	8,943E-07	0,000000709	0,24489	0,88201	0,88201	0,24489
8	0,09521	0,0296	0,0296	2,227E-08	0,9116	0,9116	0,24489

Tableau III.16 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 01 (BAP)

2) Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période du 1^{er} mode : $T_1 = 0,779015$ sec.
- Une période du 2^{eme} mode : $T_2 = 0,627666$ sec.

- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{eme}** mode.
- Le **1^{er}** mode est un mode de translation diagonale de l'ordre
 $(35,845 + 35,845) \cong 71\%$
- Le **2^{eme}** mode est un mode de translation diagonale de l'ordre
 $(35,623 + 35,623) \cong 71\%$
- Le **3^{eme}** mode est un mode de rotation.

3) Résultantes des forces sismiques :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0,779015 \text{ s} \\ T_2 = 0,627666 \text{ s} \end{array} \right. > \left\{ \begin{array}{l} 1,3T_x \text{ empirique} = 0,587 \text{ s} \\ 1,3T_y \text{ empirique} = 0,587 \text{ s} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} D_x = 1,976 \\ D_y = 1,976 \end{array} \right.$$

○ $W = 32999,521$ KN

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = 0,0988 W \\ V_y = 0,0988 W \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = 3260,352 \text{ kN} \\ V_y = 3260,352 \text{ kN} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,8 V_x = 2608,281 \text{ kN} \\ 0,8 V_y = 2608,281 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_1 = V_t^x = 2539,063 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 2539,063 \text{ kN} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_t^x < 0,8 V_x \\ V_t^y < 0,8 V_y \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} r_x = 1,027 \\ r_y = 1,027 \end{array} \right.$$

4) vérification des Déplacements inter étages du modèle 01 :

$r_x=1,027$

$r_y=1,027$

$R=5$

								Observation	
Z (m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	x	Y
24,48	2,0632	2,0632	10,57	10,57	1,27	1,27	3,06	vérifier	vérifier
21,42	1,8144	1,8144	9,3	9,3	1,4	1,4	3,06	vérifier	vérifier
18,36	1,5387	1,5387	7,90	7,90	1,59	1,59	3,06	vérifier	vérifier
15,3	1,2389	1,2389	6,31	6,31	1,57	1,57	3,06	vérifier	vérifier
12,24	0,9239	0,9239	4,74	4,74	1,61	1,61	3,06	vérifier	vérifier
9,18	0,6111	0,6111	3,13	3,13	1,46	1,46	3,06	vérifier	vérifier
6,12	0,3265	0,3265	1,67	1,67	1,13	1,13	3,06	vérifier	vérifier
3,06	0,1054	0,1054	0,54	0,54	0,54	0,54	3,06	vérifier	vérifier

Tableau III.17 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 01 (BAP)

Récapitulatif

Paramètres de comparaison		Types de Béton		
		BO	BAP	Différence en %
Le module d'élasticité	E (KN/m²)	32× 10 ⁶	43× 10 ⁶	25,58
La masse volumique	ρ (KN /m³)	25	25	
La résistance à la compression	f_{c28} (MPa)	25	60	
Poids du bâtiment	W (KN)	32999,521	32999,521	
Périodes Fondamentales	T₁ (s)	0,903	0,779	13,73
	T₂ (s)	0,728	0,627	13,87
Nombre de Mode utile		8	8	
Mode propres	1^{er} mode	Translation Diagonale 71%	Translation Diagonale 71%	
	2^{eme} mode	Translation Diagonale 71%	Translation Diagonale 71%	
Forces sismiques à la base	V_x (KN)	2323,059	2539,063	8,50
	V_y (KN)	2323,059	2539,063	8,50
Déplacements inter étage maximales	Δ_x^{max} (cm)	2,15	1,61	25,12
	Δ_y^{max} (cm)	2,15	1,61	25,12

Tableau III.18 : Récapitulatifs des Résultats de L'analyse Sismique (BO/BAP)

C. Constatations et Conclusions :

A partir des résultats obtenue pour le Modèle du bâtiment avec un béton ordinaire (B.O) et Pour le Modèle du bâtiment avec un béton auto-plaçant (B.A.P) récapitulés dans le tableau précédent il vient que :

1°) $W_{BAP} = W_{BO}$ Car les deux bétons possèdent la même masse volumique ρ (le poids est Proportionnel à la masse volumique).

2°) Les Modes propres, la participation Massique ainsi que le nombre de mode utile sont les mêmes pour les deux modèles (Modèle avec BO Modèle avec BAP). Ceci est dû au fait que les éléments du système de contreventement (portique et voile) ainsi que la disposition de ce dernier sont identiques pour les deux Modèles

3°) Les périodes fondamentales T_1 et T_2 du Modèle en BAP sont plus petites que leurs homologues du Modèle en BO. Ceci s'explique pas le fait que vue que $E_{BAP} > E_{BO}$ alors le modèle en BAP est nécessairement plus rigide que le Modèle en BO (la période est inversement proportionnelle à la rigidité)

4°) L'effort tranchant à la base V_{BAP} a augmenté par rapport à V_{BO} , puisque la rigidité du Modèle en béton auto-plaçant a augmenté alors la force de rappel ($F = KX$) globale du bâtiment a aussi augmenté.

5°) Les déplacements inter étage du Modèle en BAP sont inférieurs à leur homologues du Modèle en BO, Car la rigidité latérale a augmenté (avec l'augmentation de E_{BAP})

En conclusion Un béton auto-plaçant offre à la structure une plus grande rigidité latérale que le béton ordinaire (pour une même valeur de la densité).

III.8.2. Bâtiment avec du béton léger (BL) :

$E = 32000000$ MPa et $f_{c28} = 25$ MPa , $\rho = 14$ KN /m³

A. Modèle 01 (BL) :

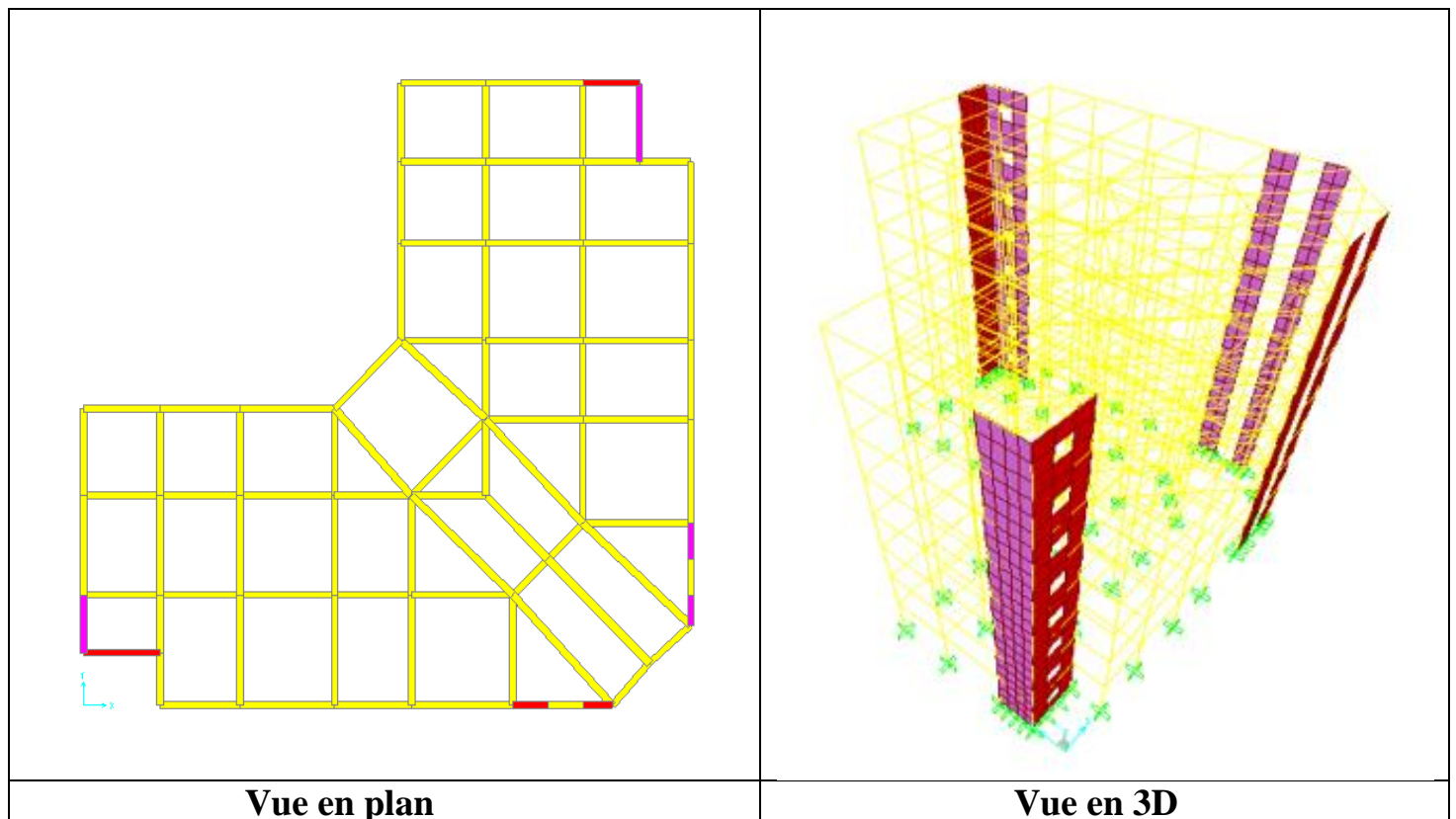


Figure III.7. Modèle 01 (BL)

Etages	Élément		
	Poteaux carrée (cm ²)	Poteaux circulaire (cm)	Voiles (cm)
6 ^{eme} /7 ^{eme}	40 × 40	40	20
4 ^{eme} /5 ^{eme}	45 × 45	45	20
2 ^{eme} /3 ^{eme}	50 × 50	50	20
RDC /1 ^{er}	55 × 55	55	20

Tableau III.19 : Sections des Poteaux et des Voiles

B. Résultats de l'analyse :

1) Caractéristiques dynamiques propres du modèle finale :

		FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
Modes	Période (s)	UX	UY	UZ	Σ UX	Σ UY	Σ UZ
1	0.834833	0.35964	0.35964	5.028E -14	0.35964	0.35964	5.028E -14
2	0.673479	0.35679	0.35679	0.0000004498	0.71643	0.71643	0.0000004498
3	0.478987	0.00533	0.00533	3.72E-15	0.72176	0.72176	0.0000004498
4	0.223847	0.07267	0.07267	0.000000000002042	0.79443	0.79443	0.0000004498
5	0.170616	0.08746	0.08746	0.00000004	0.88188	0.88188	0.0000004498
6	0.11429	0.00146	0.00146	0.000000000001645	0.88335	0.88335	0.0000004498
7	0.107159	0.0000009168	0.0000009168	0.25501	0.88335	0.88335	0.25501
8	0.10172	0.02949	0.02949	0.00000000006947	0.91284	0.91284	0.25501

Tableau III.20 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 01 (BL)

2) Constatations :

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période du 1^{er} mode : $T_1 = 0.834833$ sec.
- Une période du 2^{eme} mode : $T_2 = 0.673479$ sec.

- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode.
- Le premier mode est un mode de translation diagonale de l'ordre de $(35.96+35.96) \cong 72\%$
- Le deuxième mode est un mode de translation diagonale de l'ordre de $(35.67+35.67) \cong 71\%$
- Le troisième mode est un mode de rotation.

3) Résultantes des forces sismiques :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.834s > 1,3T_{xempirique} = 0,587 s \\ T_2 = 0,673s > 1,3T_{yempirique} = 0,587 s \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} D_x = 1,976 \\ D_y = 1,976 \end{array} \right.$$

○ $W = 27807.885\text{kN}$

$$\begin{cases} V_x = 0,0988 W \\ V_y = 0,0988 W \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_x = 2747,42 \text{ kN} \\ V_y = 2747,42 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,8 V_x = 2197,94 \text{ kN} \\ 0,8 V_y = 2197,94 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 2063,45 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 2063,45 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_t^x < \mathbf{0,8 V_x} & ; \mathbf{r_x = 1,06} \\ V_t^y < \mathbf{0,8 V_y} & ; \mathbf{r_y = 1,06} \end{cases}$$

4) vérification des Déplacements inter étages du modèle 01 :

$r_x = 1,06 \quad r_y = 1,06 \quad R = 5$

								Observation	
Z (m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	X	Y
24,48	2.253	2.253	11.94	11.94	1.45	1.45	3.06	vérifier	Vérifier
21,42	1.980	1.980	10.49	10.49	1.6	1.6	3.06	vérifier	Vérifier
18,36	1.678	1.678	8.89	8.89	1.74	1.74	3.06	vérifier	Vérifier
15,3	1.350	1.350	7.15	7.15	1.82	1.82	3.06	vérifier	Vérifier
12,24	1.006	1.006	5.33	5.33	1.81	1.81	3.06	vérifier	Vérifier
9,18	0.666	0.666	3.52	3.52	1.64	1.64	3.06	vérifier	Vérifier
6,12	0.355	0.355	1.88	1.88	1.27	1.27	3.06	vérifier	Vérifier
3,06	0.114	0.114	0.604	0.604	0.604	0.604	3.06	vérifier	Vérifier

Tableau III.21 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 01(BL)

Récapitulatif

Paramètres de Comparaison		Types de Béton		
		BO	BL	Différence en %
Le module d'élasticité	E (KN/m²)	32× 10 ⁶	32× 10 ⁶	
La masse volumique	ρ (KN/m³)	25	14	44
La résistance à la compression	f_{c28} (MPa)	25000	25000	
Poids du bâtiment	W (KN)	32999,521	27807,885	15,73
Périodes Fondamentale	T₁ (s)	0,903	0,834	7,64
	T₂ (s)	0,728	0,673	7,55
Nombre de Mode utile		8	8	
Mode propres	1^{er} mode	Translation Diagonale 71%	Translation Diagonale 72%	
	2^{eme} mode	Translation Diagonale 71%	Translation Diagonale 71%	
Forces sismiques à la base	(V_xKN)	2323,059	2063,449	11,175
	(V_y KN)	2323,059	2063,449	11,175
Déplacements inter étage maximales	Δ_x^{max} (cm)	2,15	1,82	15,34
	Δ_y^{max} (cm)	2,15	1,82	15,34

Tableau III.22: Récapitulatif des Résultats de L'analyse Sismique (BO/BL)

C. Constatations et Conclusions :

A partir des résultats obtenus pour la structure en BO et la structure en BL et qui sont récapitulés dans le tableau précédent il vient que :

1°) $W_{BL} < W_{BO}$ car la masse volumique ρ_{BL} est plus petite que ρ_{BO} . (le poids est proportionnel à la masse)

2°) Les modes propres, la participation massique ainsi que le nombre de mode utile sont les même pour les deux modèles (modèle avec béton ordinaire et modèle avec béton léger)

3°) Les périodes fondamentales T_1 et T_2 du modèle en BL ont diminué par rapport à celle obtenues pour le modèle en béton ordinaire car :

- $T_i = \frac{2\pi}{\omega_i}$ (période de mode i), et $\omega_i^2 = \left(\frac{2\pi}{T_i}\right)^2$ valeur propre du mode i

or

$$\omega_i^2 = \frac{K_i}{M_i} \text{ avec } K_i = \{\phi\}_i^T [K] \{\phi\}_i \quad \text{et} \quad M_i = \{\phi\}_i^T [M] \{\phi\}_i$$

Avec

K_i : Rigidité généralisée et M_i : La masse généralisée du mode i

$[K]$ et $[M]$ les matrices de rigidité et de masse respectivement

$\{\phi\}_i$: Le mode propre i (il contient les coordonnées du mode i)

- Or la matrice de rigidité $[K]$ ainsi que les vecteurs $\{\phi\}_i$ sont les même pour les deux modèles, par contre les éléments m_{ii} de la matrice $[M]$ pour le modèle de BL sont plus petits que leur homologues obtenus pour le BO par conséquent

$$M_i^{BL} < M_i^{BO} \rightarrow (\omega_i^2)_{BL} > (\omega_i^2)_{BO} \rightarrow (T_i)_{BL} < (T_i)_{BO}$$

4°) La force sismique à la base de la structure en BL à savoir V_{BL} est plus petite que pour son homologue V_{BO} ceci s'explique par le fait que vu que la masse de la structure en BL a diminué (par rapport à la masse pour la structure en BO) alors les forces d'inertie (qui sont proportionnelles à la masse) ont aussi diminué impliquant une diminution de la force sismique à la base du modèle en BL.

5°) En fin, les déplacements (modèle BL) sont plus petits que les déplacements du modèle BO, ceci est dû au fait que la diminution des forces d'inertie (4°)) implique une diminution des déplacements élastiques (dûs à E) et donc des déplacements inter-étage

En conclusion un béton léger offre à la structure une meilleure stabilité latérale que le béton ordinaire (pour la même valeur de E (Rigidité)).

En conclusion A partir de ce qui précède-t-il est clair que le BAP et BL offrent une meilleure stabilité latérale à la structure en zone sismique

CHAPITRE IV

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

IV.1. INTRODUCTION :

Le Ferrailage des éléments résistants devrait être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le B.A.E.L. 91 modifié 99 et le RPA99 (version2003).

Notre structure se compose des éléments résistants suivants :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

IV.2. Ferrailage des poteaux :

- **Ferrailage Longitudinal :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée (déviée) sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales ; chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et deux moments de flexion (M_{x-x}), (M_{y-y}).

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

- Section entièrement tendue : S.E.T.
- Section entièrement comprimée : S.E.C.
- Section partiellement comprimée : S.P.C.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) et dans les situations

Suivantes :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau IV.1 : les contraintes

• **Recommandations selon les B.A.E.L.91 modifiées 99 :**

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_l = \min \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de longueur de parement.} \\ 0,2\% \leq A_l/B \leq 5\% \quad B: \text{ section de béton.} \end{cases}$$

. Recommandations selon l'R.P.A .99 version 2003 :

- Pour une zone sismique IIB, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochet ; elles doivent avoir :
- Un diamètre minimal $\varnothing_1 = 12 \text{ mm}$
- Une longueur minimale de $50 \varnothing_1$ 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'intérieur des zones nodales
- La détermination de la section doit satisfaire les conditions suivantes :
 - En zone de recouvrement $\implies 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\%$
 - En zone courante $\implies 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\%$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : La section du poteau.

- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous

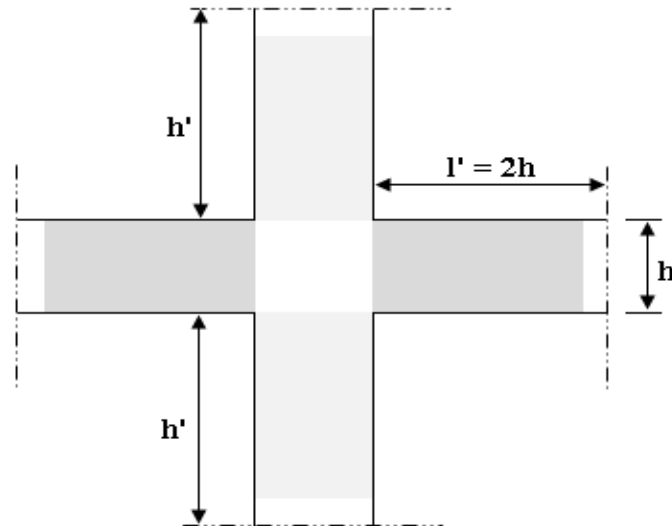


Figure IV.1. Zone Nodale.

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

h_e : la hauteur d'étage.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

- **Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u et de sa valeur limite $\overline{\tau_u}$**

La contrainte tangentielle dans les poteaux τ_u est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}; V_u : \text{la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (T}_u\text{)}.$$

b_0 : la largeur du poteau.

d : la hauteur utile ($d = h - c$).

- **Contrainte tangentielle admissible $\overline{\tau_u}$**

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur

✓ **Selon le B.A.E.L. 91 modifiées 99 :**

Armatures droites ($\alpha = 90^\circ$).

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 4,35 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

✓ **Selon RPA 99 V2003 :**

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

Élancement λ :

$$\left. \begin{array}{l} \lambda = \frac{\ell_f}{i} \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} \end{array} \right\} \text{Pour une section rectangulaire de hauteur } h, \text{ l'élancement a pour valeur :}$$

$$\lambda = \frac{\ell_f}{h} \sqrt{12} \approx 3,46 \frac{\ell_f}{h}$$

❖ **Armatures transversales**

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs \emptyset_t est donnée par la relation :

$$\emptyset_t \geq \frac{1}{3} \emptyset_\ell \quad \emptyset_\ell : \text{étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales.}$$

IV.2.1. Calcul du Ferrailage Longitudinal :

Le ferrailage longitudinal des poteaux sera calculé aux états limites ultimes, par le logiciel *SOCOTEC* par utilisation du règlement *B.A.E.L.91 modifié 99*.

IV.2.2. Ferrailage des poteaux non reliés aux voiles :○ **Combinaisons d'Actions :**

En fonction du type de sollicitation, on a :

a- Combinaisons selon le B.A.E.L 91 modifiés 99 :

Situation durable

$$\text{ELU} : 1,35G+1,5Q$$

$$\text{ELS} : G+Q$$

b- Combinaisons selon R.P.A.99 version 2003 :

Situation accidentelle

$$G+Q\pm E$$

$$0,8G\pm E$$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants afin d'accéder à la combinaison d'effort la plus défavorable.

$$-N^{\max}, M^{\text{corr.}}$$

$$-N^{\min}, M^{\text{corr.}}$$

$$-N^{\text{corr.}}, M^{\max.}$$

- Les tableaux suivants résument les résultats trouvés

A- Poteaux carrée :

1- ELU :

combinaison	étages	RDC /1 ^{er}	2 ^{ème} /3 ^{ème}	4 ^{ème} /5 ^{ème}	6 ^{ème} /7 ^{ème}
	sections	55x55	50x50	45x45	40x40
ELU	N^{\max}	-1448,448	-1114,247	-756,876	-386,163
	M^{corr}	2,0189	11,4541	-17,6245	-20,3695
	A'_s	0	0	0	0
	A_s	0	0	0	0
	N^{\min}	-266,753	-187,858	-106,163	-22,131
	M^{corr}	4,1126	6,7282	8,657	-14,8763
	A'_s	0	0	0	0,83
	A_s	0	0	0	0
	N^{corr}	-711,976	-493,322	-290,481	86,526
	M^{\max}	29,0386	28,591	-31,1341	55,4981
	A'_s	0	0	0	3,25
	A_s	0	0	0	0

Tableau IV.2: Ferrailages des poteaux carrés à L'ELU

2- G+Q±E

combinaison	étages	RDC/1 ^{er}	2 ^{ème} /3 ^{ème}	4 ^{ème} /5 ^{ème}	6 ^{ème} /7 ^{ème}
	sections	55x55	50x50	45x45	40x40
G+Q±E	N^{\max}	-1145,291	-868,546	-578,937	-290,142
	M^{corr}	-32,8508	-31,9835	-27,9626	-34,7761
	A'_s	0	0	0	0
	A_s	0	0	0	0
	N^{\min}	216,395	176,408	102,258	40,842
	M^{corr}	10,674	34,2313	40,1068	34,0341
	A'_s	2,48	0,3	0	0,83
	A_s	3,74	4,77	4,33	3,32
	N^{corr}	-761,955	-514,586	-383,966	-82,19
	M^{\max}	-58,7135	-71,7059	-71,9138	-83,4832
	A'_s	0	0	0	5,77
	A_s	0	0	0	0

Tableau IV.3: Ferrailages des poteaux carrés (G+Q±E)

3- $0,8G \pm E$:

combinaison	étages	RDC /1 ^{er}	2 ^{ème} /3 ^{ème}	4 ^{ème} /5 ^{ème}	6 ^{ème} /7 ^{ème}
	sections	55x55	50x50	45x45	40x40
0,8G ± E	N^{\max}	-787,362	-596,994	-397,441	-200,699
	M^{corr}	-32,6117	-33,2512	-30,8758	-31,4491
	A'_s	0	0	0	0
	A_s	0	0	0	0
	N^{\min}	277,436	222,359	132,182	54,109
	M^{corr}	11,1292	34,5961	40,3761	33,8031
	A'_s	3,34	0,94	0	0
	A_s	4,64	5,46	4,81	3,5
	N^{corr}	-601,506	-404,301	-299,584	-64,251
	M^{\max}	-54,6887	-66,3519	-65,8453	-73,735
	A'_s	0	0	0,44	5,15
	A_s	0	0	0	0

Tableau IV.4: Ferrailages des poteaux carrés ($0,8 G \pm E$)

B- Poteaux circulaire :**1- ELU :**

combinaison	étages	RDC /1 ^{er}	2 ^{ème} /3 ^{ème}	4 ^{ème} /5 ^{ème}	6 ^{ème} /7 ^{ème}
	Diamètre (\emptyset) (cm)	55	50	45	40
ELU	N^{\max}	-2376,553	-1716,113	-1101,886	-524,608
	M^{corr}	2,2428	7,0417	6,2149	-5,5447
	A'_s	0	0	0	0
	A_s	0	0	0	0
	N^{\min}	-537,691	-373,606	-214,917	-60,476
	M^{corr}	21,2072	23,7667	26,2211	-37,474
	A'_s	0	0	0	0
	A_s	0	0	0	5
	N^{corr}	-1524,297	-1058,004	-613,761	-174,426
	M^{\max}	42,2054	41,7653	46,6323	-59,7379
	A'_s	0	0	0	0
	A_s	0	0	0	6,61

Tableau IV.5: Ferrailages des poteaux circulaire à L'ELU

2- G+Q±E

combinaison	étages	RDC /1 ^{er}	2 ^{ème} /3 ^{ème}	4 ^{ème} /5 ^{ème}	6 ^{ème} /7 ^{ème}
	Diamètre (∅) (cm)	55	50	45	40
G+Q±E	N ^{max}	-1725,227	-1246,154	-800,353	-383,144
	M ^{corr}	-22,0778	-37,6343	-42,1753	-37,465
	A' _s	0	0	0	0
	A _s	0	0	0	0
	N ^{min}	-228,483	-153,46	-89,706	-25,566
	M ^{corr}	39,3108	51,6729	52,5305	63,2447
	A' _s	0	0	0	0
	A _s	0	2,77	5,77	11,23
	N ^{corr}	-1230,777	-854,053	-490,493	-136,664
	M ^{max}	-58,1369	-65,8288	-69,9453	-82,8913
	A' _s	0	0	0	0
	A _s	0	0	0	12,79

Tableau IV.6: Ferrailages des poteaux circulaire à G+Q±E

2- 0,8G ± E :

combinaison	étages	RDC /1 ^{er}	2 ^{ème} /3 ^{ème}	4 ^{ème} /5 ^{ème}	6 ^{ème} /7 ^{ème}
	Diamètre (∅) (cm)	55	50	45	40
0,8G ± E	N ^{max}	-1027,068	-750,304	-491,384	-249,924
	M ^{corr}	-22,6622	-39,2232	-43,3595	-38,413
	A' _s	0	0	0	0
	A _s	0	0	0	0,11
	N ^{min}	-77,449	-50,208	-32,746	-14,001
	M ^{corr}	32,397	43,9798	44,1751	53,656
	A' _s	0	0	0	0
	A _s	1,63	4,560	5,96	9,57
	N ^{corr}	-802,013	-566,541	-324,02	-97,203
	M ^{max}	-45,0537	-52,7981	-55,0817	-65,5598
	A' _s	0	0	0	0
	A _s	0	0	0	9,83

Tableau IV.7: Ferrailages des poteaux circulaire (0,8G ± E)

IV.3. Choix des armatures :

1- Poteaux carrée :

Etages	Sections	A_S^{cal} / face	Choix/face	Ascal/Tot	A_S^{min}	A_S^{max}	A_S^{max}	Choix des armatures	$A_S^{adopté}$
	(cm^2)	(cm^2)		(cm^2)	(cm^2)	(Z.C) (cm^2)	(Z.R) (cm^2)		(cm^2)
6 ^{ème} /7 ^{ème}	40x40	5,77	4T14	18,48	14,40	64	96	12T14	28.64
			6,16 cm^2						
4 ^{ème} /5 ^{ème}	45x45	4,81	4T14	18,48	18,23	81	121,5	12T14	28.64
			6,16 cm^2						
2 ^{ème} /3 ^{ème}	50x50	5,46	4T16	24,12	22,5	100	150	12T16	36.56
			8,04 cm^2						
RDC /1 ^{er}	55x55	4,64	2T20+2T16	28,76	27,23	121	181,5	4T20+8T16	43.63
			10,3 cm^2						

Tableau IV.8: Choix des Armatures des Poteaux carrée

2-Poteaux circulaire :

Etages	diamètre	A_s^{cal}	A_s^{min}	A_s^{max}	A_s^{max}	Choix des armatures	$A_s^{adopté}$
	(cm)	(cm ²)	(cm ²)	(Z.C)(cm ²)	(Z.R)(cm ²)		(cm ²)
6 ^{ème} /7 ^{ème}	40x40	12,79	11,30	50,26	75,39	12T12	13,57
4 ^{ème} /5 ^{ème}	45x45	5,96	14,31	63,61	95,42	12T14	18,47
2 ^{ème} /3 ^{ème}	50x50	4,560	17,67	78,539	117,80	12T14	18,47
RDC/1 ^{er}	55x55	1,63	21,38	95,03	142,54	12T16	24,13

Tableau IV.9: Choix des Armatures des Poteaux circulaires

IV.4. Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service :

Les contraintes admissibles sont données par :

- Béton :

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

- Acier :

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = 0,8\xi$

Avec:

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=201.6$ MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

1- Poteaux carrée :

$N^{ser}_{max} ; M^{ser}_{cor}$									
Etage	Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	Sollicitation	σ _s (MPa)	σ _{sadd} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc add} (MPa)	Vérification
6 ^{ème} /7 ^{ème}	40x40	280,847	14,5743	SEC	35,1	201.63	2,49	15	Ok
4 ^{ème} /5 ^{ème}	45x45	549,651	12,6022	SEC	44,1	201.63	3,02	15	Ok
2 ^{ème} /3 ^{ème}	50x50	808,877	8,1835	SEC	46,3	201.63	3,12	15	Ok
RDC /1 ^{er}	55x55	1051,539	1,4402	SEC	46,2	201.63	3,08	15	Ok
$N^{ser}_{cor} ; M^{ser}_{max}$									
Etage	Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	Sollicitation	σ _s (MPa)	σ _{sadd} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc add} (MPa)	Vérification
6 ^{ème} /7 ^{ème}	40x40	63,299	40,4657	SPC	47,5	201.63	4,03	15	Ok
4 ^{ème} /5 ^{ème}	45x45	211,899	22,566	SPC	28,8	201.63	2,07	15	Ok
2 ^{ème} /3 ^{ème}	50x50	359,698	20,7126	SEC	28,7	201.63	2	15	Ok
RDC /1 ^{er}	55x55	519,239	21,0383	SEC	30,1	201.63	2,07	15	Ok

Tableau IV.10: Vérification des Contraintes des Poteaux carrée

2- Poteaux circulaire :

$N^{ser}_{max} ; M^{ser}_{cor}$									
Etage	Diamètre (cm)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kNm)	Sollicitation	σ_s (MPa)	σ_{sadd} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc\ add}$ (MPa)	Vérification
6 ^{ème} /7 ^{ème}	40	380,67	4,0891	SPC	46,09	201.63	3,15	15	Ok
4 ^{ème} /5 ^{ème}	45	795,394	4,566	SPC	69,54	201.63	4,69	15	Ok
2 ^{ème} /3 ^{ème}	50	1236,67	5,1381	SPC	87,83	201.63	5,9	15	Ok
RDC /1 ^{er}	55	1710,97	1,6253	SPC	95,32	201.63	6,36	15	Ok
$N^{ser}_{cor} ; M^{ser}_{max}$									
Etage	Diamètre (cm)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kNm)	Sollicitation	σ_s (MPa)	σ_{sadd} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc\ add}$ (MPa)	Vérification
6 ^{ème} /7 ^{ème}	40	127,121	43,0387	SPC	117,63	201.63	9,71	15	Ok
4 ^{ème} /5 ^{ème}	45	443,846	33,406	SPC	74,98	201.63	5,4	15	Ok
2 ^{ème} /3 ^{ème}	50	763,927	29,9977	SPC	78,12	201.63	5,45	15	Ok
RDC /1 ^{er}	55	1100,117	30,2874	SPC	80,7	201.63	5,54	15	Ok

Tableau IV.11: Vérification des Contraintes des Poteaux circulaire

IV.5. Vérification vis-à-vis de l'Effort Tranchant

IV.5.1. Vérification de la Contrainte de Cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Poteau carrée}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{R^2 \sqrt{2}} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Poteau circulaire}$$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

τ̄_u: Contrainte limite de cisaillement du béton.

R : Rayon de la section du poteau.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon [3] :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa}) \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa}) \quad \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

- Selon [1] :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \quad \text{si l'élanement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \quad \text{si l'élanement } \lambda < 5$$

Avec :

λ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

1- poteaux carrés :

Etage	Section (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\tau_{u RPA}$ (MPa)	$\tau_{u BAEL}$ (MPa)	Vérification
8 ^{ème} /7 ^{ème}	40x40	30,496	0,211	18,626	0,075	1,875	2,50	vérifiée
6 ^{ème} /5 ^{ème}	45x45	20,012	0,109	16,604	0,075	1,875	2,50	vérifiée
4 ^{ème} /3 ^{ème}	50x50	18,601	0,0826	14,875	0,075	1,875	2,50	vérifiée
RDC/1 ^{er}	55x55	18,396	0,0675	13,55	0,075	1,875	2,50	vérifiée

Tableau IV.12: Vérification de la Contrainte de Cisaillement Des poteaux carrés

2 – poteaux circulaires :

Etage	Diamètre (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	τ _u RPA (MPa)	τ _u BAEL (MPa)	Vérification
8 ^{ème} /7 ^{ème}	40	36,088	0,637	21,42	0,075	1,875	2,50	vérifiée
6 ^{ème} /5 ^{ème}	45	30,232	0,422	21,142	0,075	1,875	2,50	vérifiée
4 ^{ème} /3 ^{ème}	50	27,278	0,308	17,274	0,075	1,875	2,50	vérifiée
RDC/1 ^{er}	55	27,381	0,337	15,635	0,075	1,875	2,50	vérifiée

Tableau IV.13: Vérification de la Contrainte de Cisaillement Des poteaux circulaires

IV.6. Ferrailage transversal des poteaux

Selon [3] :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Ø_t : Diamètre des armatures transversales.

Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

Selon [1] :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h \cdot f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

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

h : Hauteur totale de la section brute.

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

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5 \quad \lambda_g : \text{élancement géométrique.}$$

• L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone IIB).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_t \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone IIB).}$$

Ø_t : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

• La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation} \dots \dots \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400 \text{ MPa}$).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des armatures transversales des poteaux :

1- poteaux carrée :

Etage	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
6 ^{ème} /7 ^{ème}	40x40	12T14	14	10	15
4 ^{ème} /5 ^{ème}	45x45	12T14	14	10	15
2 ^{ème} /3 ^{ème}	50x50	12T16	16	10	15
RDC /1 ^{er}	55x55	4T20 +8T16	20 et 16	10	15

Tableau IV.14: Espacements Maximums selon R.P.A.99 (poteaux carrée)

2 – poteaux circulaires :

Etage	Diamètre (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
6 ^{ème} /7 ^{ème}	40	12T12	12	10	15
4 ^{ème} /5 ^{ème}	45	12T14	14	10	15
2 ^{ème} /3 ^{ème}	50	12T14	14	10	15
RDC /1 ^{er}	55	12T16	16	10	15

Tableau IV.15: Espacements Maximums selon R.P.A.99 (Poteaux circulaires)

➤ Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

1- Poteaux carrée :

Niveaux	Section (cm ²)	L _r (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
8 ^{ème} /7 ^{ème}	40x40	2,14	5,35	2,50	30,496	N	10	0,47	4T8	2,01
						C	15	0,71	4T8	2,01
6 ^{ème} /5 ^{ème}	45x45	2,14	4,75	3,75	20,012	N	10	0,41	4T8	2,01
						C	15	0,625	4T8	2,01
4 ^{ème} /3 ^{ème}	50x50	2,14	4,28	3,75	18,601	N	10	0,35	4T8	2,01
						C	15	0,52	4T8	2,01
RDC/1 ^{er}	55x55	2,14	3,9	3,75	18,396	N	10	0,31	4T8	2,01
						C	15	0,47	4T8	2,01

Tableau IV.16: Choix des Armatures Transversales des Poteaux carrée

2- Poteaux circulaire :

Niveaux	Diamètre (cm ²)	L _r (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
8 ^{ème} /7 ^{ème}	40	2,14	5,35	2,50	36,088	N	10	0,56	4T8	2,01
						C	15	0,84	4T8	2,01
6 ^{ème} /5 ^{ème}	45	2,14	4,75	3,75	30,232	N	10	0,62	4T8	2,01
						C	15	0,94	4T8	2,01
4 ^{ème} /3 ^{ème}	50	2,14	4,28	3,75	27,278	N	10	0,51	4T8	2,01
						C	15	0,76	4T8	2,01
RDC/1 ^{er}	55	2,14	3,9	3,75	127,381	N	10	0,51	4T8	2,01
						C	15	0,70	4T8	2,01

Tableau IV.17: Choix des Armatures Transversales des Poteaux circulaires

❖ Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r=50\varnothing_1$ en zone IIB

Pour :

T20..... $L_r=100$ cm.

T16..... $L_r=80$ cm.

T14..... $L_r=70$ cm.

T12..... $L_r=60$ cm.

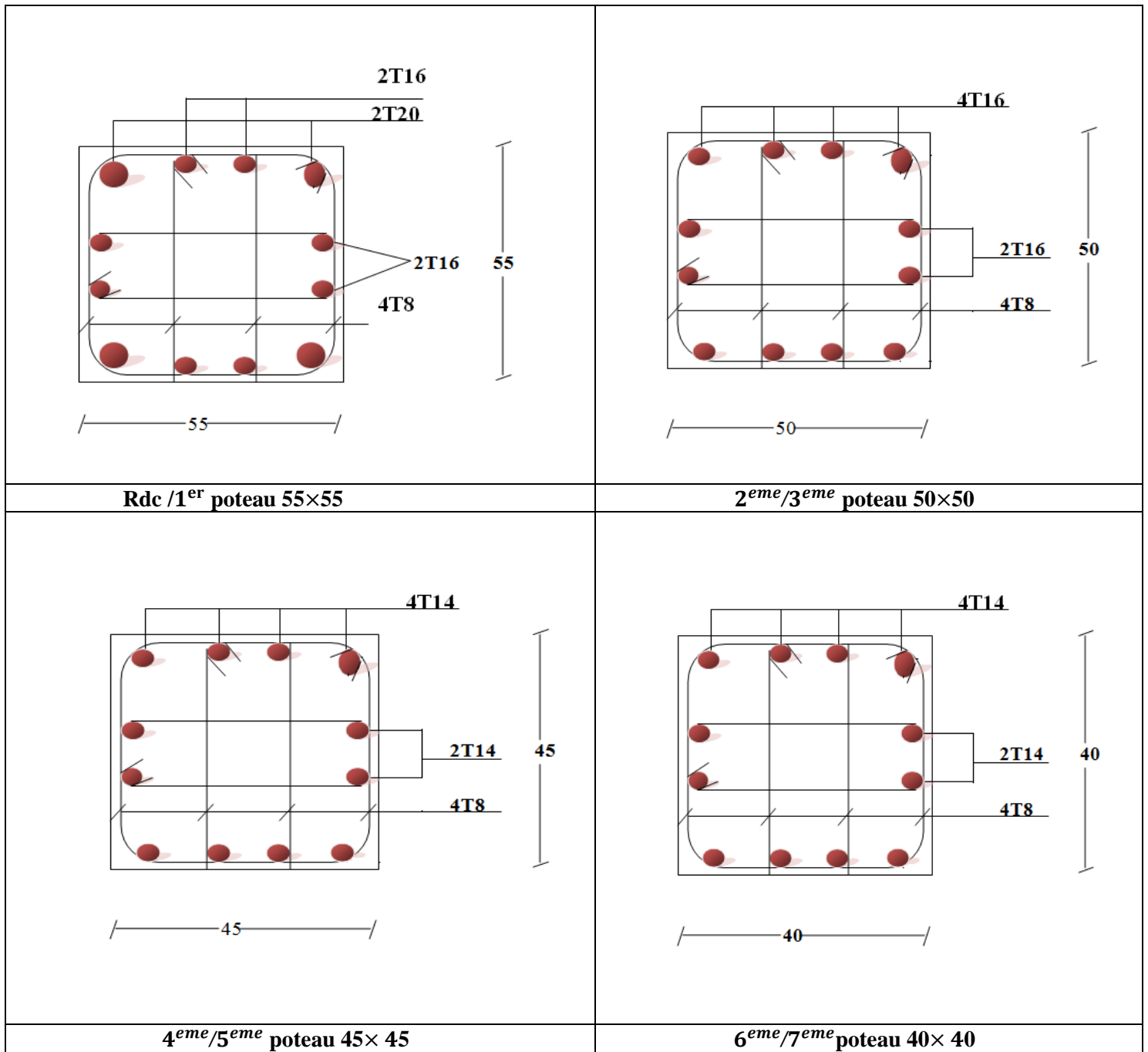


Figure IV.2. Ferrailage des poteaux carrés.

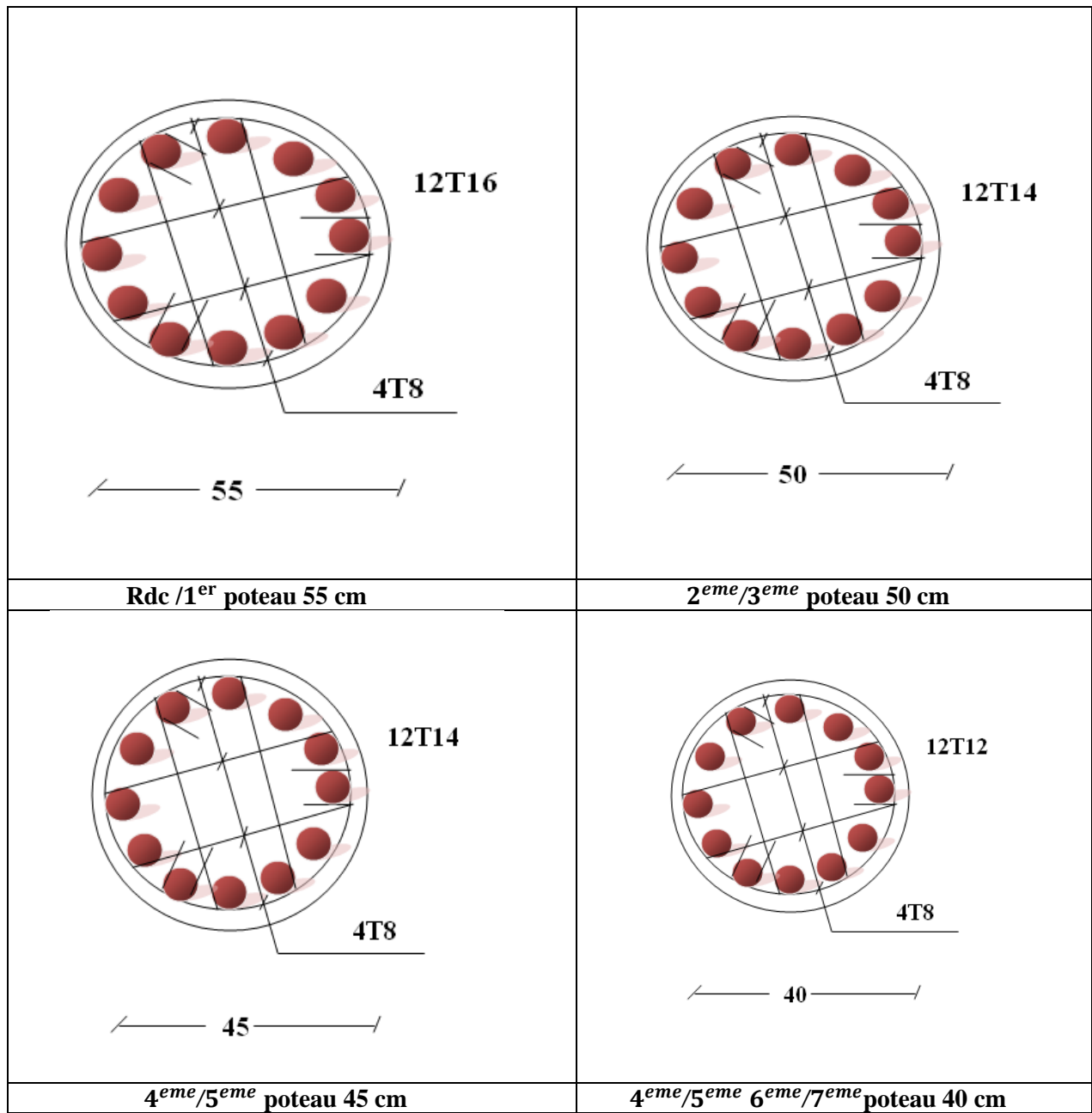


Figure IV.3. Ferrailage des poteaux circulaires.

IV.3. Ferrailage des poutres

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

IV.3.1. Les Combinaisons de Charges :

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

- ✓ Combinaisons exigées par le " CBA 93 " :
 - **E.L.U: $1.35 G + 1.5 Q$**
 - **E.L.S: $G + Q$**
- ✓ Combinaisons exigées par le " RPA 99 version 2003 " :
 - **$G + Q \pm E$**

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

V.3.2. Recommandation du RPA99 modifié en 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 IIB.

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°.

5- La quantité d'armatures transversale " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003 St. b$

b: largeur de la poutre.

St: espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

- $S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4}; 12\varphi \right]$ (zone nodale).
- $S_t \leq \frac{h}{2}$ (zone courante).

h: hauteur de la poutre.

φ : Le plus grand diamètre d'acier.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

➤ Situation durable:

- **Béton:** $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- **Acier:** $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

➤ Situation accidentelle:

- **Béton:** $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
- **Acier:** $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

V.3.3. Calcul du ferrailage

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel *SAP 200014.2.2*.

On dispose de 03 types des poutres :

• Type 01 :

- ✓ Poutre porteuse 25 x 35 (cm²)

• Type 02 :

- ✓ Poutre principale 30 x 45 (cm²)

• Type 03 :

- ✓ Poutre principale 25 x 30 (cm²)

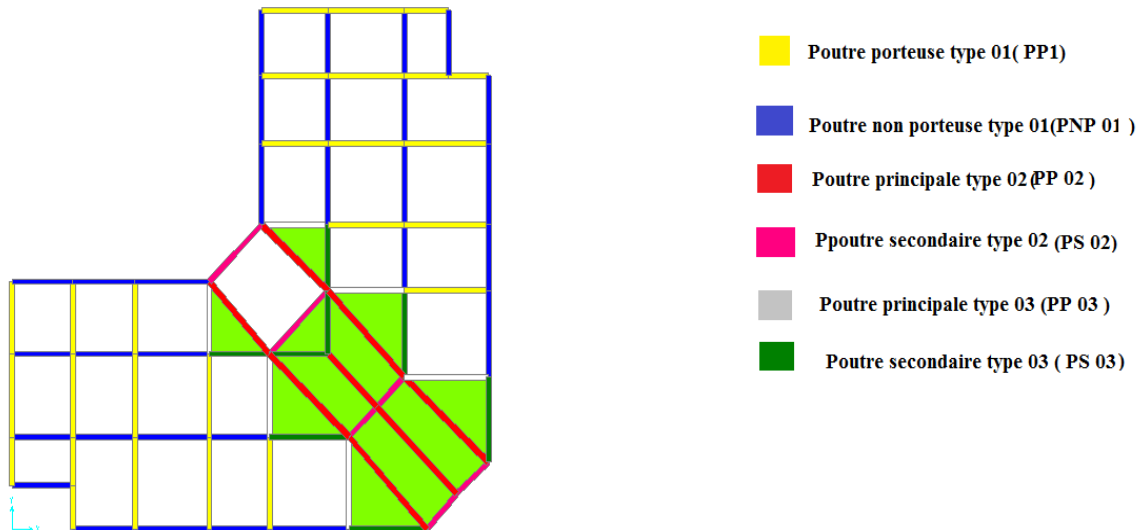


Figure IV.4. Disposition des Poutres.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (*SOCOTEC*) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge

Remarque :

Les poutres de notre structure seront calculées à la flexion simple (F.S.).

Telle que :

AS : représente les armatures de la fibre inférieure.

A'S : représente les armatures de la fibre supérieure.

A- Type 01 :

➤ Poutre porteuse 01 « PP1 » (25x 35) :

Etage	Section (cm ²)	Position	1,35G+1,5Q			G +Q ±E			
			M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _S min (cm ²)
7 ^{ème}	25× 35	Travée	30,409	2,86	0	49,355	4,8	0	4,375
		Appui	-55,341	0	5,44	-75,491	0	7,72	4,375
6 ^{ème}	25× 35	Travée	27,115	2,54	0	68,832	6,95	0	4,375
		Appui	-62,946	0	6,28	-85,701	0	8,97	4,375
5 ^{ème}	25× 35	Travée	27,416	4	0	73,293	7,46	0	4,375
		Appui	-59,837	0	5,93	-90,748	0	9,61	4,375
4 ^{ème}	25× 35	Travée	27,246	2,55	0	78,705	8,11	0	4,375
		Appui	-59,155	0	5,86	-96,647	0	10,39	4,375
3 ^{ème}	25× 35	Travée	27,166	2,54	0	80,247	7,82	0	4,375
		Appui	-57,534	0	5,68	-98,761	0	10,67	4,375
2 ^{ème}	25× 35	Travée	27,064	2,53	0	76,285	6,43	0	4,375
		Appui	-57,622	0	5,47	-94,838	0	10,15	4,375
1 ^{er}	25× 35	Travée	26,855	2,51	0	64,285	6,43	0	4,375
		Appui	-53,663	0	5,26	-81,783	0	8,48	4,375
RDC	25× 35	Travée	27,270	2,55	0	42,852	4,12	0	4,375
		Appui	-51,712	0	5,05	-59,835	0	5,93	4,375

Tableau IV.18: Ferrailage des Poutres 25x35 PP1

(Situation Durable ; accidentelle)

B- type 02 :

➤ Poutre principale 02 « PP2 » (30x 45) :

Étage	Section (cm ²)	Position	1,35G+1,5Q			G +Q ±E			
			M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s min (cm ²)
7 ^{ème}	30× 45	Travée	69,604	5,02	0	55,251	3,94	0	6,75
		Appui	-106,34	0	7,91	-105,76	0	7,86	6,75
6 ^{ème}	30× 45	Travée	74,566	5,4	0	59,438	4,25	0	6,75
		Appui	-138,27	0	10,59	-140,06	0	10,74	6,75
5 ^{ème}	30× 45	Travée	74,971	5,43	0	60,541	4,33	0	6,75
		Appui	-133,55	0	10,18	-139,13	0	10,66	6,75
4 ^{ème}	30× 45	Travée	74,276	5,38	0	60,689	4,34	0	6,75
		Appui	-130,28	0	9,9	-139,02	0	10,65	6,75
3 ^{ème}	30× 45	Travée	73,964	5,35	0	60,614	4,34	0	6,75
		Appui	-125,15	0	9,46	--135,48	0	10,35	6,75
2 ^{ème}	30× 45	Travée	73,864	5,34	0	60,046	4,3	0	6,75
		Appui	-118,63	0	8,92	-128,18	0	9,72	6,75
1 ^{er}	30× 45	Travée	73,766	5,33	0	58,888	4,21	0	6,75
		Appui	-121,96	0	9,2	-119,85	0	8,98	6,75
RDC	30× 45	Travée	67,731	4,89	0	52,857	3,76	0	6,75
		Appui	-120,50	0	9,07	-108,60	0	8,09	6,75

Tableau IV.19: Ferrailage des Poutres 30x45 PP2
(Situation Durable ; accidentelle)

C- type 03 :

➤ Poutre principale 03 « PP3 » (25x 30) :

Etage	Section (cm ²)	Position	1,35G+1,5Q			G + Q ±E			
			M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s min (cm ²)
7 ^{ème}	25× 30	Travée	33,454	3,84	0	25,562	2,88	0	3,75
		Appui	-77,930	0	10,27	-73,027	0	9,45	3,75
6 ^{ème}	25× 30	Travée	29,390	3,34	0	25,328	2,85	0	3,75
		Appui	-80,295	0	10,69	-79,199	0	10,49	3,75
5 ^{ème}	25× 30	Travée	29,777	3,39	0	25,503	2,87	0	3,75
		Appui	-77,458	0	10,19	-78,617	0	10,39	3,75
4 ^{ème}	25× 30	Travée	29,466	3,35	0	25,826	2,91	0	3,75
		Appui	-75,614	0	9,88	-78,635	0	10,39	3,75
3 ^{ème}	25× 30	Travée	29,214	3,32	0	25,568	2,88	0	3,75
		Appui	-72,535	0	9,36	-76,704	0	10,06	3,75
2 ^{ème}	25× 30	Travée	28,866	3,27	0	23,801	2,67	0	3,75
		Appui	-68,674	0	8,74	-72,734	0	9,4	3,75
1 ^{er}	25× 30	Travée	28,344	3,21	0	21,883	2,44	0	3,75
		Appui	-64,039	0	8,02	-66,012	0	8,33	3,75
RDC	25× 30	Travée	28,175	3,19	0	21,706	2,42	0	3,75
		Appui	-57,95	0	7,12	-55,860	0	6,82	3,75

Tableau IV.20: Ferrailage des Poutres 25x30 PP3
(Situation Durable ; accidentelle)

IV.3.4. Choix des armatures

o Type 01 :

1. Poutre porteuse (25x 35) :

Etage	Section (cm ²)	Position	$A_{S \max}$ (Z.C)(cm ²)	$A_{S \max}$ (Z.R)(cm ²)	$A_{S \min}$ (cm ²)	$A_{S \text{ cal}}$ (cm ²)	Choix des armatures	$A_{S \text{ adopté}}$ (cm ²)
7 ^{ème}	25x35	Travée	35	52,5	4,375	4,8	3T16	6,03
		Appui				7,72	3T20	9,42
6 ^{ème}	25x35	Travée	35	52,5	4,375	6,95	3T20	9,42
		Appui				8,97	3T20	9,42
5 ^{ème}	25x35	Travée	35	52,5	4,375	7,46	3T20	9,42
		Appui				9,61	3T20+2T14	12,5
4 ^{ème}	25x35	Travée	35	52,5	4,375	8,11	3T20	9,42
		Appui				10,39	3T20+2T14	12,5
3 ^{ème}	25x35	Travée	35	52,5	4,375	8,3	3T20	9,42
		Appui				10,67	3T20+2T14	12,5
2 ^{ème}	25x35	Travée	35	52,5	4,375	7,82	3T20	9,42
		Appui				10,15	3T20+2T14	12,5
1 ^{er}	25x35	Travée	35	52,5	4,375	6,43	3T20	9,42
		Appui				8,48	3T20	9,42
RDC	25x35	Travée	35	52,5	4,375	4,12	3T20	9,42
		Appui				5,93	3T20	9,42

Tableau IV.21: Choix des Armatures pour des Poutres PP1 (25x 35)

o Type 02 :

1- Poutre principale (30x 45) :

Etage	Section (cm ²)	Position	A_s^{max} (Z.C)(cm ²)	A_s^{max} (Z.R)(cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s adopté (cm ²)
7 ^{ème}	30x45	Travée	54	81	6,75	5,02	3T20	9,42
		Appui				7,91	3T20	9,42
6 ^{ème}	30x45	Travée	54	81	6,75	5,4	3T20	9,42
		Appui				10,94	3T20+2T14	12,5
5 ^{ème}	30x45	Travée	54	81	6,75	5,43	3T20	9,42
		Appui				10,66	3T20+2T14	12,5
4 ^{ème}	30x45	Travée	54	81	6,75	5,38	3T20	9,42
		Appui				10,65	3T20+2T14	12,5
3 ^{ème}	30x45	Travée	54	81	6,75	5,35	3T20	9,42
		Appui				10,35	3T20+2T14	12,5
2 ^{ème}	30x45	Travée	54	81	6,75	5,34	3T20	9,42
		Appui				9,72	3T20+2T14	12,5
1 ^{er}	30x45	Travée	54	81	6,75	5,33	3T20	9,42
		Appui				8,98	3T20+2T14	12,5
RDC	30x45	Travée	54	81	6,75	4,89	3T20	9,42
		Appui				9,07	3T20+2T14	12,5

Tableau IV.22: Choix des Armatures pour des Poutres PP2 (30x 45)

o Type 03 :

1-Poutre principale (25x 30) :

Etage	Section (cm ²)	Position	$A_{S \max}$ (Z.C)(cm ²)	$A_{S \max}$ (Z.R)(cm ²)	$A_{S \min}$ (cm ²)	$A_{S \text{ cal}}$ (cm ²)	Choix des armatures	$A_{S \text{ adopté}}$ (cm ²)
7 ^{ème}	25x30	Travée	30	45	3,75	3,84	3T16	6,03
		Appui				10,27	6T16	12,06
6 ^{ème}	25x30	Travée	30	45	3,75	3,34	3T16	6,03
		Appui				10,69	6T16	12,06
5 ^{ème}	25x30	Travée	30	45	3,75	3,39	3T16	6,03
		Appui				10,39	6T16	12,06
4 ^{ème}	25x30	Travée	30	45	3,75	3,35	3T16	6,03
		Appui				10,39	6T16	12,06
3 ^{ème}	25x30	Travée	30	45	3,75	3,32	3T16	6,03
		Appui				10,06	6T16	12,06
2 ^{ème}	25x30	Travée	30	45	3,75	3,27	3T16	6,03
		Appui				9,4	6T16	12,06
1 ^{er}	25x30	Travée	30	45	3,75	3,21	3T16	6,03
		Appui				8,33	6T16	12,06
RDC	25x30	Travée	30	45	3,75	3,19	3T16	6,03
		Appui				7,12	6T16	12,06

Tableau IV.23: Choix des Armatures pour des Poutres PP3 (25x 30)

• Récapitulatifs :

Zone	RDC au 7 ^{eme}		
	Type 01	Type 02	Type 03
	PP 25x35	PP 30x45	PP 25x30
Travée	3T20	3T20	3T16
	9,42	9,42	6,03
Appuis	3T20 + 2T14	3T20 + 2T14	6T16
	12,5	12,5	12,06

Tableau IV.24: Récapitulatifs de choix d'armatures pour les poutres

❖ Vérifications

1- Condition de Non Fragilité

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans

Les sections doit satisfis la condition suivant :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec: } f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa}$$

	Section (cm ²)		As choisi (cm ²)	As min(cm ²)	Vérification
Type 01	25 x 35	Appuis	12,5	0,95	Vérifiée
		Travée	9,42		Vérifiée
Type 02	30 x 45	Appuis	12,5	1,46	Vérifiée
		Travée	9,42		Vérifiée
Type03	25 x 30	Appuis	12,06	0,815	Vérifiée
		Travée	6,03		Vérifiée

Tableau IV. 25: Vérification de la Condition de Non Fragilité

2- Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service

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

Acier [3]

Peu nuisible : Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} fe; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} fe; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6.MPa \end{cases}$$

Niv	Type	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{add} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s ^{add} (MPa)	Vérif
RDC - 7 ^{eme}	Type 01	PP 25x35	Travée	22,215	2,84	15	30,9	201,6	vérifier
			Appui	- 45,613	5,84		63,5		vérifier
	Type 02	PP 30x45	Travée	53,704	4,23	15	48,3	201,6	vérifier
			Appui	-98,942	7,8		89		vérifier
	Type 03	PP 25x30	Travée	24,414	4,73	15	44,4	201,6	vérifier
			Appui	-58,002	11,2		105,6	201,6	vérifier

Tableau IV.26 : Vérification des Poutres à l'ELS

3- Vérification Thermique

Le règlement C.B.A.93 exigé une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m, ou bien de prévoir un joint de dilatation.

Remarque :

Pour notre cas il n'a pas un lieu de vérification thermique par ce que la longueur de la poutre continue la plus longue est 11,30 m < 25 m.

4- Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

- Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

Niv	Type	Section (cm ²)	T _u max (kN)	τ _u (MPa)	τ _u BAEL add (MPa)	Vérification
RDC	Type 01	PP 25x35	80,977	1,02	2,5	vérifier
-	Type 02	PP 30x45	171,738	1,41	2,5	vérifier
7 ^{eme}	Type 03	PP 25x30	91,633	1,357	2,5	vérifier

Tableau IV.27 : Vérification de la Contrainte de Cisaillement

• **Calcul des armatures transversales**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE400 (fe=400 MPa).

Selon [3] *BAEL91* :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Selon [1] *RPA99* :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niv	Type	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91 S _t (cm)	Ø _l (mm)	RPA99		S _t ^{adp}		A _t ^{min} (cm ²)	A _t BAEL (cm ²)	Choix
							S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC	ZN (cm)	ZC (cm)			
RDC - 7 ^{eme}	Type 01	Pp 25x35	80,977	1,02	28,35	20 et 14	15	20	15	20	1,5	0,86	4T8 2,01
	Type 02	Pp 30x45	171,73	1,41	36,45	20 et 14	15	20	15	20	1,8	2,60	4T10 3,14
	Type 03	Pp 25x30	91,633	1,357	24,3	16	20	15	20	15	1,5	1,38	4T8 2,01

Tableau IV.28: Calcul des Armatures Transversales

• **Recouvrement des Armatures Longitudinales :**

$L_r = 50\varnothing$ (zone IIB) : Longueur de recouvrement

On a :

- $\varnothing=20\text{mm}$ $L_r=100\text{cm}$
- $\varnothing=16\text{mm}$ $L_r=80\text{cm}$
- $\varnothing=14\text{mm}$ $L_r=70\text{cm}$
- $\varnothing=12\text{mm}$ $L_r=60\text{cm}$

❖ Vérification de la flèche [3]

On doit vérifier que :

$$f_{\max} \leq \bar{f} \quad \text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Remarque

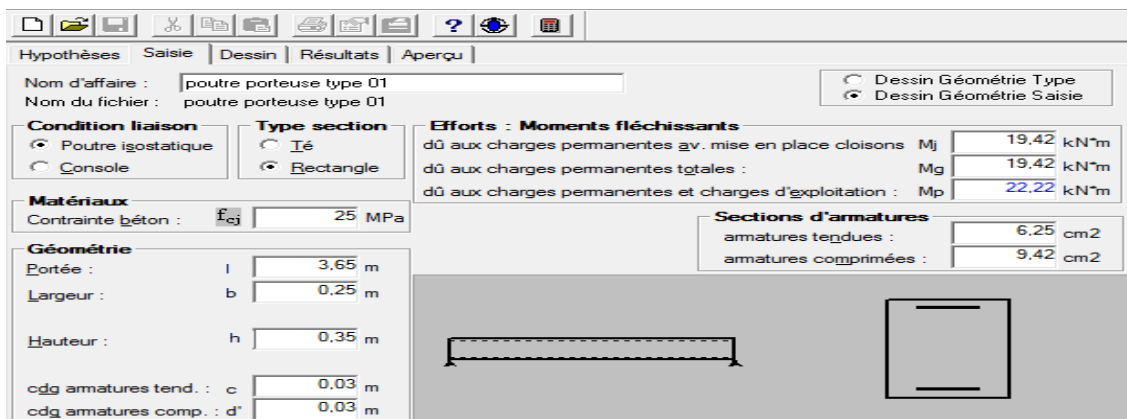
La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

Exemple qui illustre les étapes de calcul :

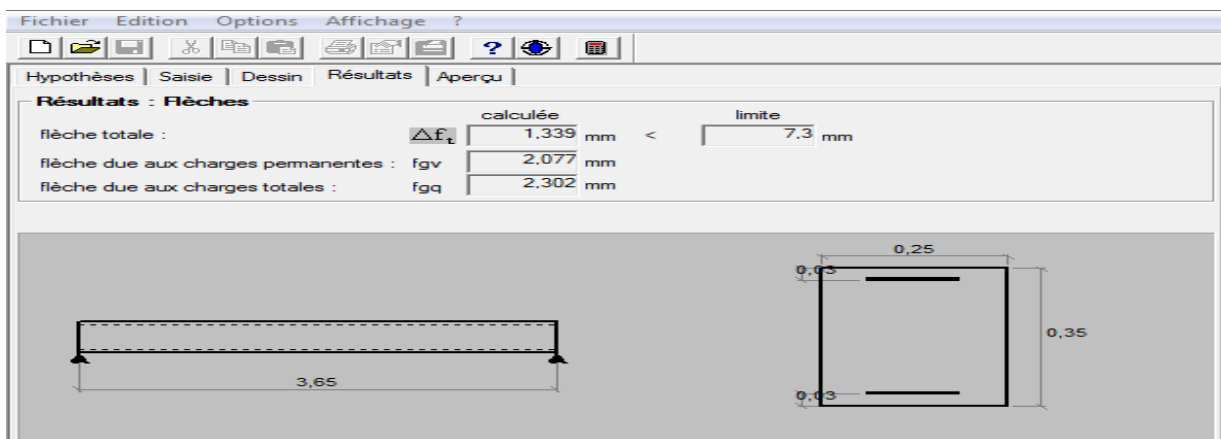
o Insertion des données

➤ Types 01

Poutre porteuse (25×35) cm² :



o Résultats :



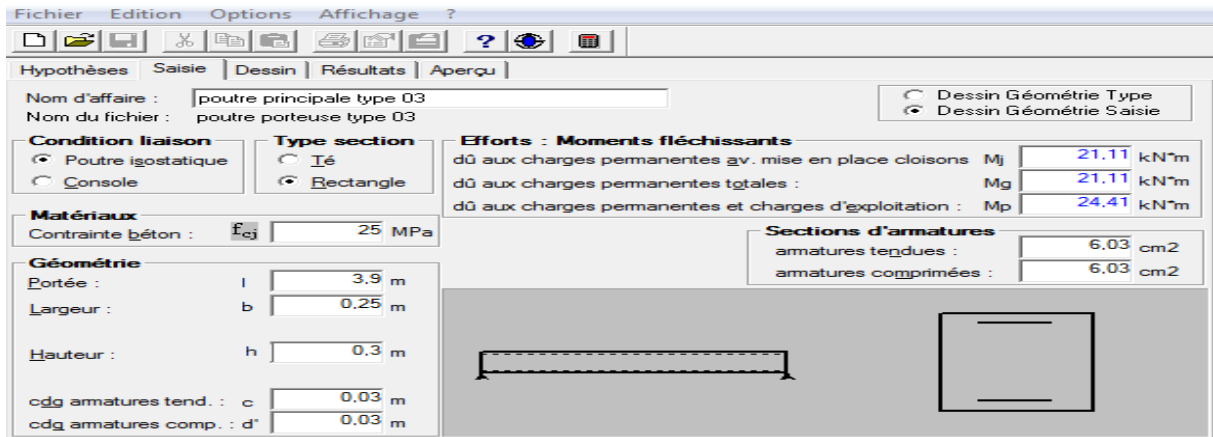
➤ Types 02 :

Poutre principale (30×45) cm² :

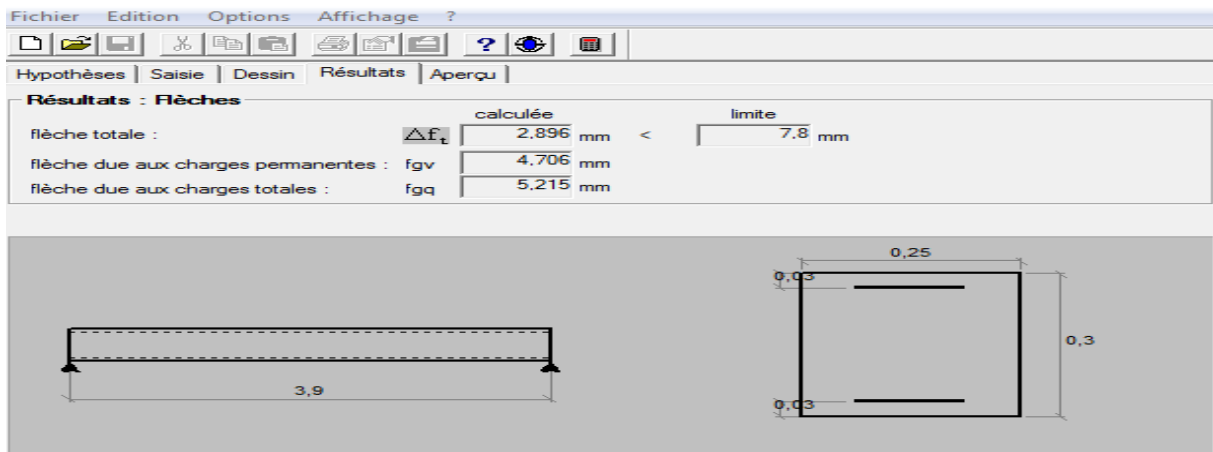
○ Résultats :

	calculée	limite
flèche totale : Δf_t	3,574 mm	10,31 mm
flèche due aux charges permanentes : f_{gv}	4,847 mm	
flèche due aux charges totales : f_{gq}	6,074 mm	

➤ **Types 03 :**
Poutre principale (25×35) cm² :



○ **Résultats :**



❖ **Disposition constructives des armatures dans les poutres**

$$e_h \geq \max(\varphi l ; 5,1cg)$$

$$e_v \geq \max(\varphi l ; cg)$$

e_h : La distance horizontale maximale entre 02 barres.

e_v : La distance verticale maximale entre 02 barres.

cg : Dimension maximale du granulats (cg = 3 cm).

ϕl : Diamètre de l'armature longitudinale de la poutre.

$$e_h \geq \max(2 ; 1,5 \times 3) = 4,5 \text{ cm}$$

$$e_h \geq \max (1,6 ; 1,5 \times 3) = 4,5 \text{ cm}$$

$$e_h \geq \max (1,4 ; 1,5 \times 3) = 4,5 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } e_{h1} = \frac{25-3(2)-2 \times 3}{2} = 6,5 \text{ cm}$$

$e_{h1} = 6,5 \text{ cm} > 4,5 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **vérifier**

$$\text{➤ } e_{h2} = \frac{25-3(1,4)-2 \times 3}{2} = 7,4 \text{ cm}$$

$e_{h2} = 7,4 \text{ cm} > 4,5 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **vérifier**

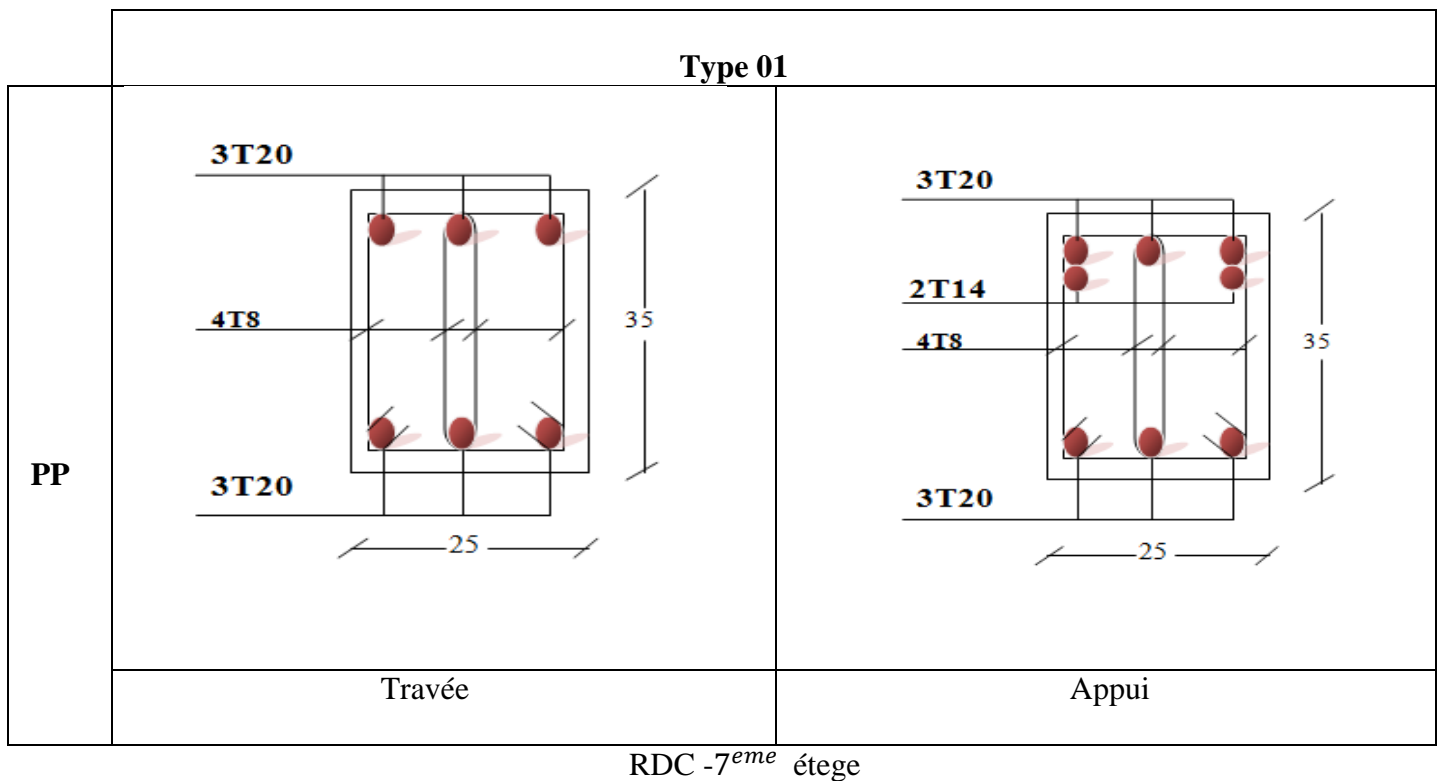
$$\text{➤ } e_{h2} = \frac{30-3(2)-2 \times 3}{2} = 9 \text{ cm}$$

$e_{h2} = 9 \text{ cm} > 4,5 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **vérifier**

$$\text{➤ } e_v \geq \max (2 ; 3) = 3 \text{ cm}$$

On prendre : **$e_v = 3 \text{ cm}$** .

❖ **Disposition des armatures pour les poutres**



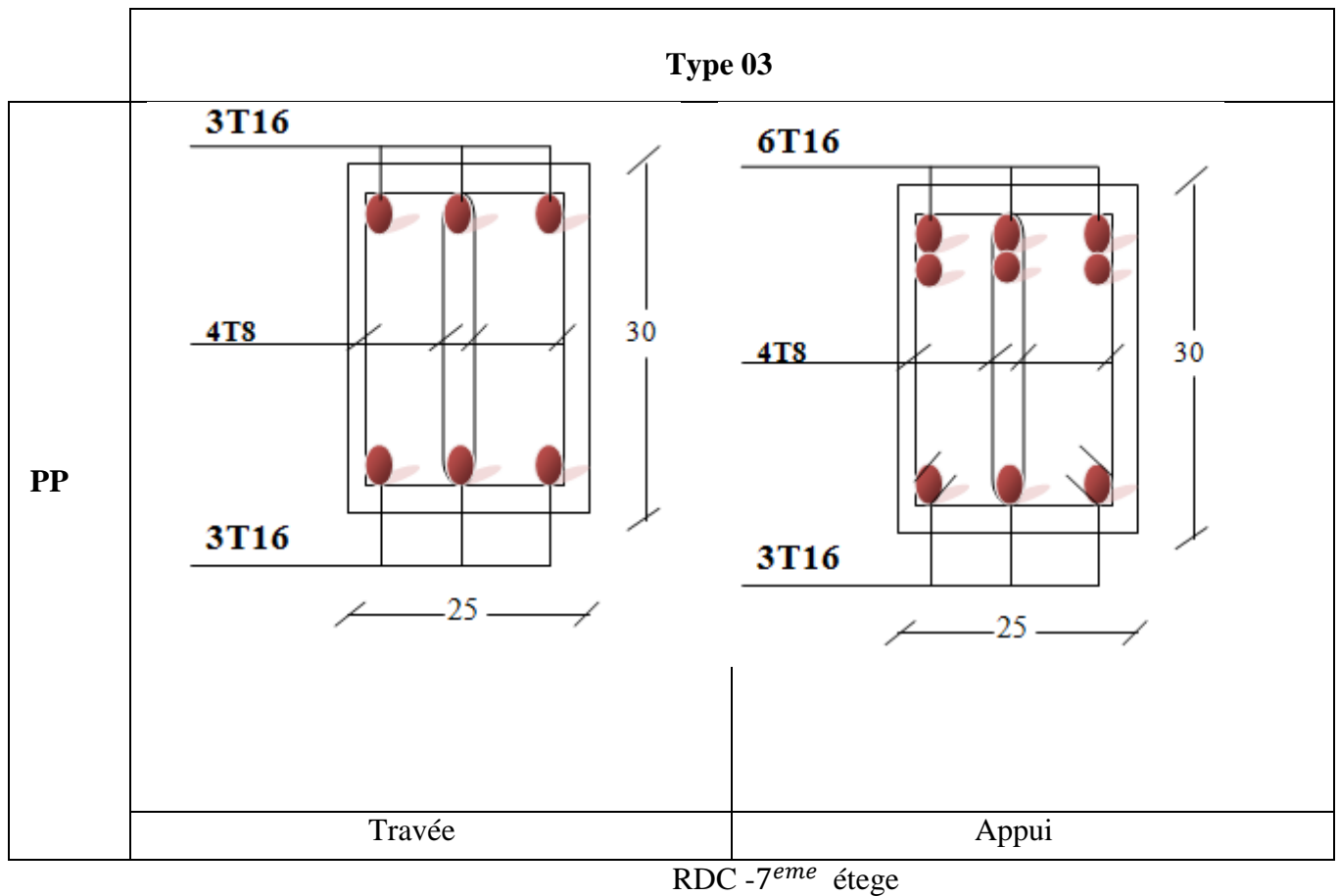
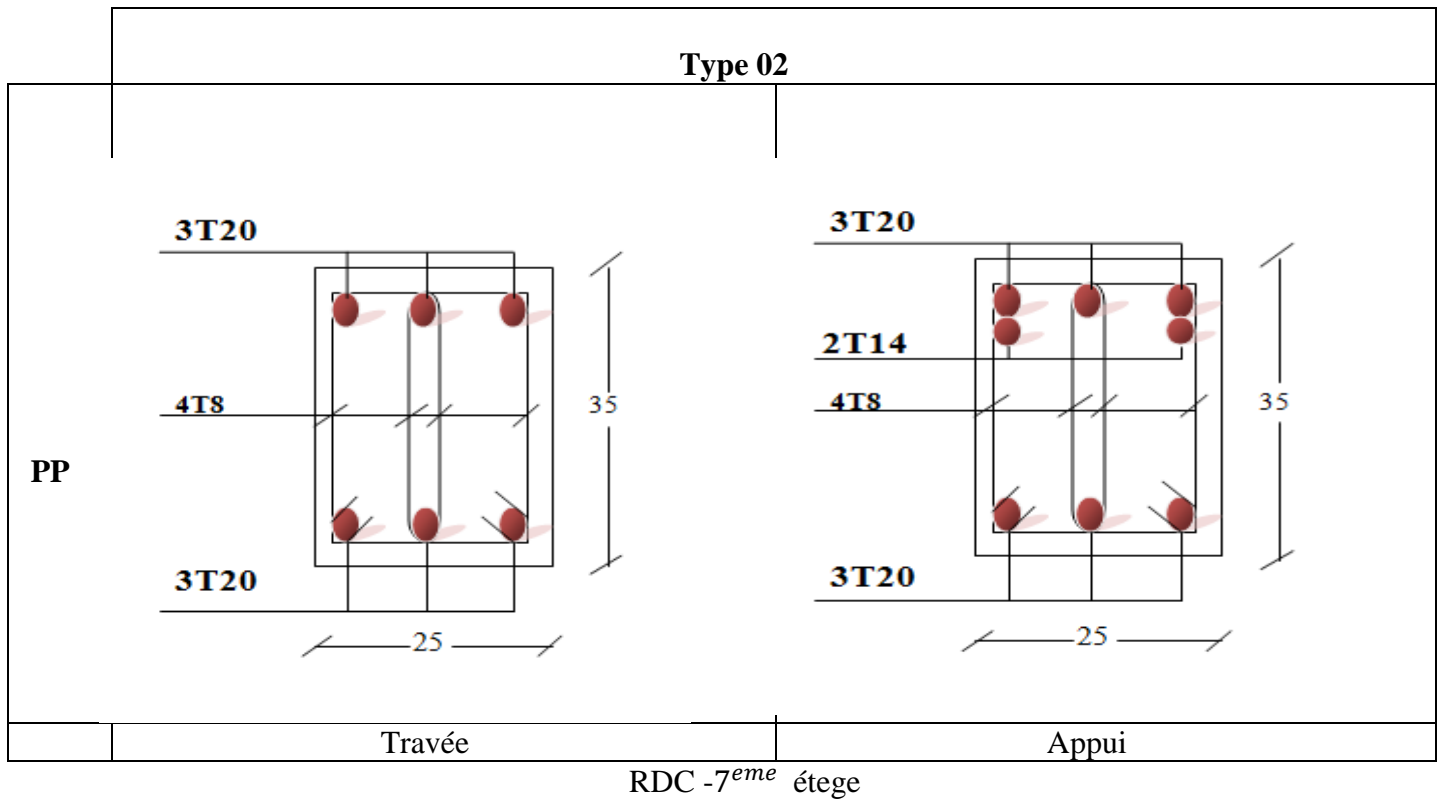


Figure IV.5.Ferrailage des poutres.

IV.4. Ferrailage des voiles

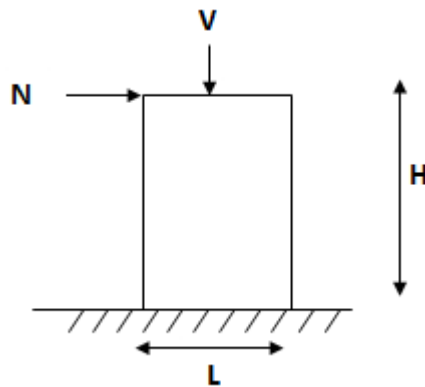
IV.4.1. Généralités

Le voile est sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

IV.4.2. Ferrailage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale V et

Une charge horizontale N en tête



Les voiles seront calculés à la flexion composée

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux : concentrés aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)
- Des aciers horizontaux : parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

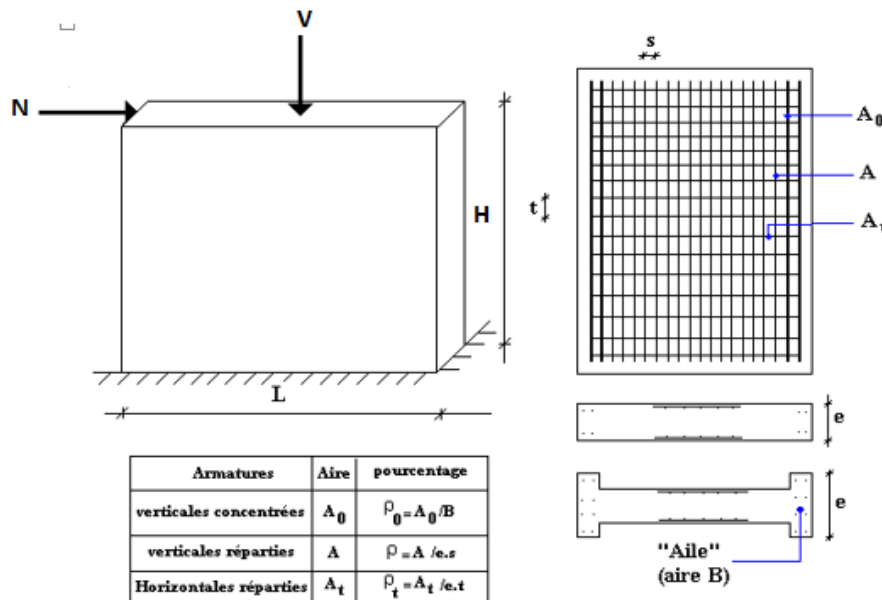


Figure IV.6. Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

IV.4.3. Justifications sous sollicitations normales

a. Conditions d'application:

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique λ : $\lambda \leq 80$

– Le raidisseur d’extrémité r : $r \geq 3a\mu$

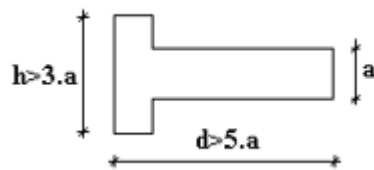


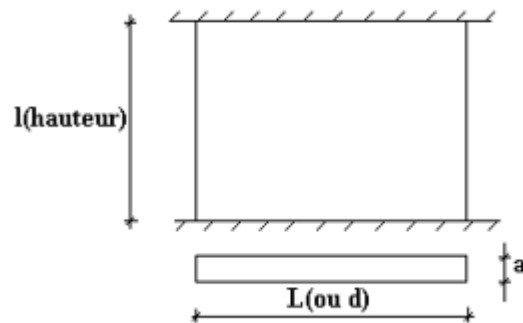
Figure IV.7. Définition de l’élément mur.

b. Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement)

Soit :

l : la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d’un mur non raidi



Lorsqu’un mur n’est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d’autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d’un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

Tableau IV.29: Valeurs de (l_f/l)

L'élancement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

a. Effort de compression en ELU :

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Nota:

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir

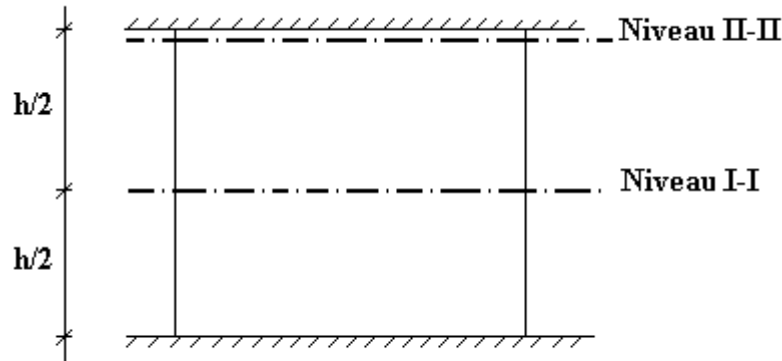
	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	M ²	d(a-0,02)	
Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Tableau IV.30: Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$

Remarque :

La contrainte limite vaut $\sigma_{u\lim} = \frac{N_{u\lim}}{a d}$ que nous appelons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

b. Niveaux de vérification :



On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

c. Aciers minimaux :

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre *a*

Aciers verticaux, aciers horizontaux :

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{vMax}}{3}; 0,001 \right]$
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	

Tableau IV.31: Aciers verticaux

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur Chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par Moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements) :

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u\ lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t)

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6 mm
$12\text{ mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6 mm
$20\text{mm} < \phi_l$	Espacement $\leq 15 \phi_l$	8 mm

Tableau IV.32: Aciers transversaux

Cisaillement :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

4.4. Procédure De Ferrailage Des Trumeaux

4.4.1. Introduction

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments

Finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du

Comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des

Contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne

Interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage Adéquat).

4.4.2 Méthode simplifiée basée sur les contraintes :(calcul des aciers verticaux) :

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

1 - ZONE COMPRIMÉE :

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$$A_s = \text{Max}(\text{Min BAEL}; \text{Min RPA}).$$

2 - ZONE TENDUE :

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu'une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta s = A_v \dots \dots \dots (1)$$

Où $\Delta s = e \times l_m$

$\frac{A_s}{S}$ Est répartie sur S ; cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

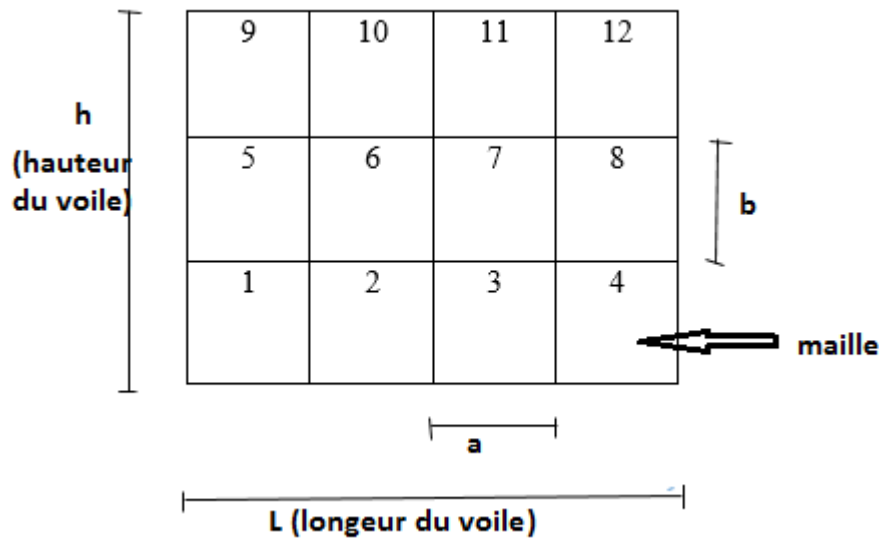


Figure IV.8. Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

4.4.5. Préconisation du règlement parasismique algérien (rpa99 version2003) :

a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,15%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,15 % de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

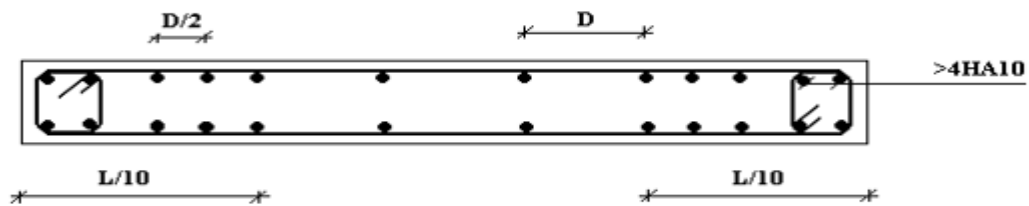


Figure IV.9. Disposition des Armatures verticales dans les voiles.

b. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c. Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile $0,15\%$
 - En zone courante $0,10\%$
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement

Exemple de calcul (voile V1) :

Soit le voile de longueur

$$L = 2,2 \text{ m}$$

$$a = 0,20 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3,06 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

Le voile est découpé en 4 mailles horizontales de même longueur $L_i = 0,55 \text{ m}$ et de section

$$S_i = L_i \times (a).$$

- **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de 3,06 d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 3,06 - 0,35 = 2,30 \text{ m}$ (0,35m : hauteur de la poutre)

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	M	$2.71 \times 0,85 = 2,42$	$0,8 \times 2.71 = 2,168$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.20} = 39.83$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.20} = 37.55$
Coefficient α		0,48	0.69
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1m$	M ²	$(a-0,02) = (0,20-0,02) = 0.18$	$(a-0,02)1 = (0,20-0,02)1 = 0.18$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 1m$	MPa	$\sigma_{bna} = 0.48 \left[\frac{0.18 \times 25}{0.9 \times 1.15 \times 0.2} \right]$ $\sigma_{bna} = 10.43 \text{ MPa}$	$\sigma_{bna} = \frac{0.69}{1 \times 0.2} \left[\frac{0.18 \times 25}{0.9 \times 1.15} + A_s \times \frac{400}{1} \right]$ $\sigma_{bna} = 15.15 \text{ MPa}$

Tableau IV.33: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour V1**Remarque :**

$\sigma_{ba} = 15.15$ MPa correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{ct}

$B_{ct} = (0,20) (0,55) \text{ m}^2$

$A_s = 1.1 \text{ cm}$

Maille (ou élément de voile)	1	2	3	4
Dimensions (m²) (a*I) = S _j	0.11	0.11	0.11	0.11
Contrainte moyenne par Maille σ_j (MPa)	4.556	3.6	4.32	6.96
Force de traction F _t (MN) = σ _j S _j	0.501	0,396	0.47	0.76
Section d'acier (cm²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle γ _s =1)	12.52	9.9	11.75	19
Aciers minimaux (cm²) 1. Selon BAEL: 0,1% S _{béton} 2. Selon RPA99: 0,15 % S _{béton}	1.11 1.65	1.11 1.65	1.11 1.65	1.11 1.65
Acier total (sur deux faces en cm ²) S _i : espacement (Cm)	2×7T14=21.55 $\frac{55}{6} = 9$	2×6T12=13.57 $\frac{55}{5} = 11$	2×6T12=13.57 $\frac{55}{5} = 11$	2×7T14=21.55 $\frac{55}{6} = 9$
S ≤ (1.5 a, 30cm) S ≤ 30 cm	Verifier	Verifier	Verifier	Verifier

Tableau IV.34: Calcul des armatures verticales de l'exemple

- **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture)**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cat} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12} \cdot a \cdot Li$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.62 \times (200) \times (550)}{400} \times 1.4 = 690 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 6.9 \text{ cm}^2$$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage.

- **Aciers horizontaux :**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \times a \times S_t}{(0.8f_e)0.8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1.4\tau_u = 1.4S_{12}$$

$$S_{t \min} = 30 \text{ cm}$$

$$A_{h1} = \frac{1.4 \times (1.63) \times (200) \times (300)}{(0.8 \times 400)0.8} = 5.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; A_v = \{\text{section d'acier vertical de la Maille la plus armé}\}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (21.55) = 14.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{h\min} = (0.15\%) \cdot a \cdot l = \frac{0.15}{100} (20)(55) = 1.65 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \max(A_{h1}, A_{h2}, A_{h\min}) = 14.36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 7T12 = 15.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{903.3}{6} = 150.55 \text{ mm}$$

On prend : $S_t = 150.55 \text{ mm} < S_{t \min} = 300 \text{ mm}$... vérifier

5. Présentation des résultats

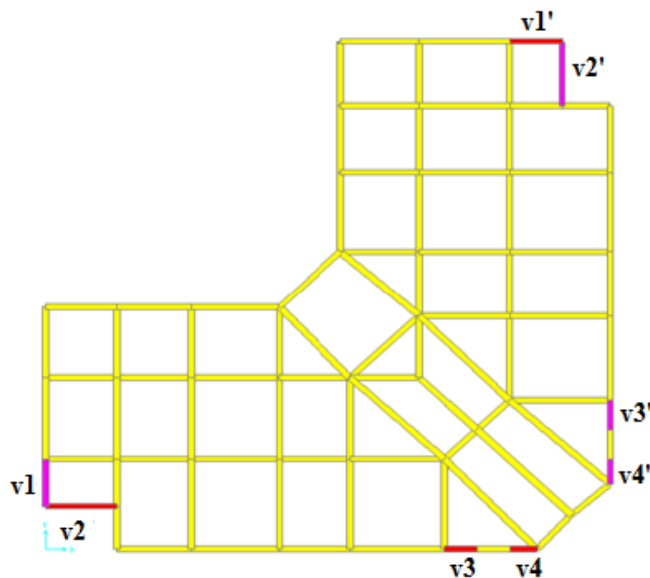


Figure IV.10. Disposition des voiles.

	e (cm)	L_i (m)	L_{voile} (m)
Voile 1 Voile 1'	20	0.55	2.2
Voile 2 Voile 2'	20	1	3
Trumeau 3 et 3'	20	0,69	1,37
Trumeau 4 et 4'	20	0.575	1.15

Tableau IV.35: Caractéristiques des voiles**Nota :**

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge $0.8G + E$.

- Armature verticale de traction

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	As/B (%)	Le choix adopté	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	St (cm)
RDC - 1 ^{ème}	1	0.11	4.556	0.501	12.52	1,138	2× 7T14	21.55	10
	2	0.11	3.6	0.396	9.9	0,9	2× 6T12	13.57	10
	3	0.11	4.32	0.47	11.75	1,06	2× 6T12	13.57	10
	4	0.11	6.96	0.76	19	1,72	2× 7T14	21.55	10
2 ^{ème}	1	0.11	1.809	0.198	5	0,45	2× 5T10	7.85	15
	2	0.11	1.43	0.15	3.8	0,34	2× 4T10	6.28	15
	3	0.11	2.06	0.22	5.5	0,5	2× 4T10	6.28	15
	4	0.11	2.8	0.308	7.7	0,7	2× 5T10	7.85	15
3 ^{ème}	1	0.11	0.86	0.095	2.4	0,21	2× 3T10	4.71	15
	2	0.11	0.77	0.084	2.1	0,19	2× 3T10	4.71	15
	3	0.11	1.1	0.12	3	0,27	2× 3T10	4.71	15
	4	0.11	1.62	0.18	4.5	0,40	2× 3T10	4.71	15
4 ^{ème} - 7 ^{ème}	1	0.11	0.56	0.061	1.52	0,138	2× 3T10	4,71	15
	2	0.11	0.35	0.03	0.75	0,06	2× 2T10	3,14	15
	3	0.11	0.34	0.37	0.92	0,08	2× 2T10	3,14	15
	4	0.11	0.84	0.092	2.3	0,20	2× 2T10	3,14	15

Tableau IV.36: Calcul des armatures du voile (V1) (V1')

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_s/B (%)	Le choix	A_{Vadopt} (cm ²)	St (cm)
RDC	1	0.115	1.06	0.122	3.05	0,26	2×5T10	7.85	20
	2	0.115	2.6	0.3	7.5	0,65	2×5T10	7.85	15
1 ^{ème} -2 ^{ème}	1	0.115	0.41	0.04	1	0,086	2×4T10	6.28	20
	2	0.115	0.73	0.08	2	0,17	2×4T10	6.28	20
3 ^{ème} -7 ^{ème}	1	0.115	1.3	0.15	3.7	0,32	2×4T10	6.28	20
	2	0.115	2.02	0.23	5.7	0,49	2×4T10	6.28	20

Tableau IV.37: Calcul des armatures du Trumeau (T4) (T4')

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_s/B (%)	Le choix	$A_{Vadopté}$ (cm ²)	St (cm)
RDC 1 ^{er}	1	0,2	4,515	0,903	22,58	1,129	2×8T14	24,62	15
	2	0,2	4,630	0,915	23,15	1,157	2×8T14	24,62	15
2 ^{ème} - 3 ^{ème}	1	0,2	3,256	0,651	16,28	0,814	2×8T12	18,1	15
	2	0,2	1,523	0,304	7,61	0,380	2×8T12	18,1	15
4 ^{ème} -5 ^{ème}	1	0,2	1,093	0,218	5,465	0,273	2×5T10	7,86	25
	2	0,2	0,665	0,133	3,325	0,16	2×5T10	7,86	25
6 ^{ème} -7 ^{ème}	1	0,2	0,821	0,164	4,105	0,20	2×5T10	7,86	25
	2	0,2	0,597	0,119	2,985	0,149	2×5T10	7,86	25

Tableau IV.38: Calcul des armatures du voile (V2) (V2')

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_s/B (%)	Le choix	$A_{Vadopté}$ (cm ²)	St (cm)
RDC 1 ^{er}	1	0,138	2,513	0,346	8,66	0,62	2×6T10	9,42	15
	2	0,138	1,686	0,232	5,81	0,42	2×6T10	9,42	15
2 ^{ème} -3 ^{ème}	1	0,138	0,500	0,069	1,72	0,12	2×5T10	7,86	15
	2	0,138	0,360	0,049	1,24	0,089	2×5T10	7,86	15
4 ^{ème} -5 ^{ème}	1	0,138	0,853	0,117	2,94	0,213	2×4T10	6,28	15
	2	0,138	0,202	0,027	0,69	0,05	2×4T10	6,28	15
6 ^{ème} -7 ^{ème}	1	0,138	1,398	0,192	4,82	0,349	2×4T10	6,28	15
	2	0,138	1,158	0,159	3,99	0,289	2×4T10	6,28	15

Tableau IV.39: Calcul des armatures du Trumeau (T3) (T3')

- Armature de joint de bétonnage (acier de couture)

$S_{12} = \tau_u$ désigne la contrainte moyenne tangentielle (c.à.d. valeur au milieu de la maille)

Hauteur (m)	Zone	τ_u (Mpa)	A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)
V1-V1'	Rdc	1,63	6,9	2×5T10	7,86
	1 ^{er} - 2 ^{ème}	1,324	5,6	2×4T10	6,28
	3 ^{ème} - 7 ^{ème}	1,05	4,5	2×4T10	6,28
V2-V2'	Rdc-1 ^{er}	1,264	6,95	2×5T10	7,86
	2 ^{ème} - 3 ^{ème}	1,017	5,59	2×4T10	6,28
	4 ^{ème} - 5 ^{ème}	0,630	3,465	2×4T10	6,28
	6 ^{ème} - 7 ^{ème}	0,272	3,465	2×4T10	6,28
T3-T3'	Rdc-1 ^{er}	1,048	3,97	2×4T10	6,28
	2 ^{ème} - 3 ^{ème}	1,439	5,46	2×4T10	6,28
	4 ^{ème} - 5 ^{ème}	1,402	5,32	2×4T10	6,28
	6 ^{ème} - 7 ^{ème}	1,125	4,26	2×4T10	6,28
T4-T4'	Rdc	0,62	2,74	2×4T10	6,28
	1 ^{er} - 2 ^{ème}	1,1	4,87	2×4T10	6,28
	3 ^{ème} - 7 ^{ème}	1,4	6,19	2×4T10	6,28

Tableau IV.40: Calcul des aciers de couture des voiles

• Aciers horizontaux

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_{h}^{\min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	A_h adopté (cm ²)	S_t (cm)
V1-V1'	RDC -1 ^{ème}	1.63	1.96	14.36	1.65	14.36	2×7T12	15.83	15
	2 ^{ème}	1.324	2.64	5.23	1.65	5.23	2×4T10	6.28	20
	3 ^{ème}	1.05	3.15	3.14	1.65	3.15	2×5T10	7,86	20
	4 ^{ème} -7 ^{ème}	0.809	2.65	2.01	1.65	2.65	2×5T10	7,86	20
V2-V2'	RDC -1 ^{ème}	1,264	4,14	16,41	3	16,41	2×8T12	18,1	15
	2 ^{ème} -3 ^{ème}	1,017	3,33	12,06	3	12,06	2×6T12	13,58	15
	4 ^{ème} -5 ^{ème}	0,630	2,06	5,24	3	5,24	2×5T10	7,86	20
	6 ^{ème} -7 ^{ème}	0,272	0,89	5,24	3	5,24	2×5T10	7,86	20
T3-T3'	RDC -1 ^{ème}	1,048	3,43	6,28	2,07	6,28	2×5T10	7,86	20
	2 ^{ème} -3 ^{ème}	1,439	4,72	3,34	2,07	4,72	2×5T10	7,86	20
	4 ^{ème} -5 ^{ème}	1,402	4,60	3,34	2,07	4,60	2×5T10	7,86	20
	6 ^{ème} -7 ^{ème}	1,125	3,69	3,34	2,07	3,34	2×5T10	7,86	20
T4-T4'	RDC	0.62	1.29	5.23	1.72	5.25	2×5T10	7,86	20
	1 ^{ème} -2 ^{ème}	1.1	2.30	2.68	1.72	2.68	2×5T10	7,86	20
	3 ^{ème} -7 ^{ème}	1.4	2.93	4.18	1.72	4.18	2× 5T10	7,86	20

Tableau IV.41: Calcul des aciers horizontaux des voiles

- **Détail du ferrailage du voile (V2- V2') pour la section à la base :**

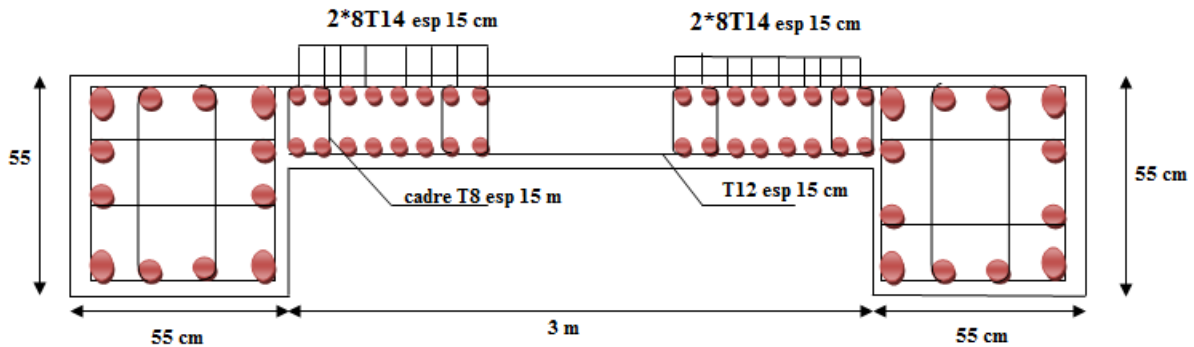


Figure IV.11. Détail de Ferrailage du voile (V2- V2'), coupe horizontale.

- **Détail du ferrailage du Trumeau (V3) (V3') pour la section à la base :**

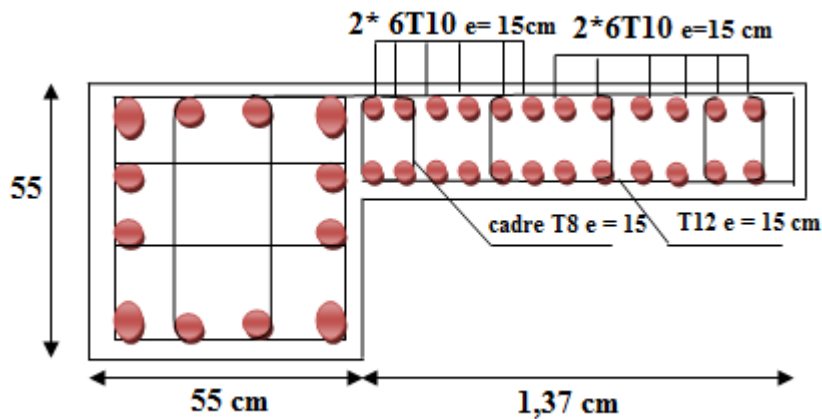


Figure IV.12. Détail de Ferrailage du Trumeau (T3) (T3') , coupe horizontale.

6. FERRAILLAGE DES LINTEAUX

- Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi encastrés dans les trumeaux.

Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment M et un effort tranchant V . Les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple.

- La méthode de ferrailage décrite ci-dessus est proposée dans le **RPA99 version 2003**.

- Le **RPA99 version 2003** limite les contraintes de cisaillement (dans les linteaux (et les trumeaux)) dans le béton à ; $\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0,2 f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad \text{Avec} \quad \overline{V} = 1,4 V_u^{cal}$$

Ou bien : $\tau_b = 1,4 \tau_u^{cal}$ ($\tau_u^{cal} = S_{12}$ du fichier résultats du **SAP2000**)

Avec :

b₀ : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile = 0,9h.

h : Hauteur totale de la section brute.

6.1 Premier Cas

$$\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$$

- Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts *M* et *V*)
- On devra disposer :
 - Des aciers longitudinaux de flexion (*A_l*)
 - Des aciers transversaux (*A_t*)
 - Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau (*A_c*)

a. Aciers Longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e}$$

Avec: $Z = h - 2d'$

Où:

h : Est la hauteur totale du linteau.

d' : Est la distance d'enrobage.

M : Moment dû à l'effort tranchant ($\overline{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

b. Aciers Transversaux :

Deux cas se présentent :

α . Premier sous cas : Linteaux Longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

On a :
$$S \leq \frac{A_t f_e Z}{\bar{V}}$$

Où : S : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Représente la section d'une cour d'armatures transversales.

$Z = h - 2 d'$

V : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ($\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

l : Représente la portée du linteau.

β - Deuxième Sous Cas : Linteaux Courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir :
$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

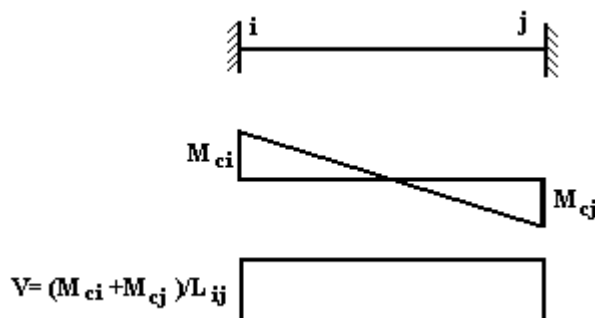
Avec : $V = \text{Min} (V_1, V_2)$

$$V_2 = 2 V_u^{cal}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec : M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à droite et à gauche du linteau de portée l_{ij} (voir figure suivante) et calculés par : $M_c = A_t f_e Z$

Où : $Z = h - 2 d'$



6.2. Deuxième Cas

$\tau_b > 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), Transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires. Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de A_D se fait suivant la formule :
$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$$

Avec :
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l}$$

Et :
$$V = V_u^{cal} \quad (\text{sans majoration}) \quad \left(\tau_u = \frac{V_u^{cal}}{e h} = S_{12} \right)$$

6.3. Ferrailage Minimal

b : Epaisseur du linteau

h : Hauteur totale du linteau

S : Espacement des armatures transversales

a. Armatures Longitudinales A_l et A'_l :

$(A_l, A'_l) \geq 0,0015 b h \quad (0,15\%) \quad (\text{avec } A_l \text{ lit inférieur et } A'_l \text{ lit supérieur})$

b. Armatures Transversales A_t :

- si $\tau_b \leq 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015 b S$
- si $\tau_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0025 b S$

$$S_t \leq \frac{h}{4} \quad (\text{Espacement des cadres})$$

c. Armatures de Peau (ou en section courante) A_c :

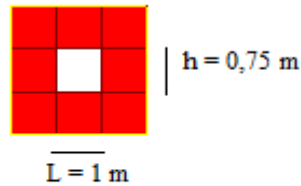
Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égale à 0,2%

C'est à dire : $A_c \geq 0,002bh \quad (\text{en deux nappes})$

d. Armatures Diagonales A_D :

- si $\tau_b \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$
- si $\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0,0015 b h$

❖ Calcul de Linteau:



Soit le linteau suivant :

$$h = 1 - 0,25 = 0,75 \text{ m} \quad l = 1 \text{ m} \quad b = 0,20 \text{ m}$$

Les calculs :

- $\tau_b = 2,892 \text{ MPa}$
 - $0,06 f_{c28} = \tau'_b = 1,5 \text{ MPa}$
- $$\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow \text{On est dans le cas N}^\circ 2$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

- **Armatures Longitudinales A_l et A'_l :**

$$\triangleright A_l = A'_l \geq 0,0015(0,20)(0,750) = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l = A'_l = 2\text{T12} = 2,26 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de Peau (ou en section courante) A_c**

$$\triangleright A_c \geq (0,002)(0,20)(0,750) = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_c = 4\text{T10} = 3,14 \text{ cm}^2 \quad (\text{répartie en deux nappes})$$

(soit 2 barres /nappe)

- **Armatures Transversales A_t :**

$$0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_b > 0,025 f_{c28} \quad \text{Donc :}$$

$$A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot S = (0,0025)(0,20)(0,187) = 0,93 \text{ cm}^2 \quad \text{car} \quad S_t^{\max} = \frac{h}{4} = 0,187 \text{ m}$$

$$\text{soit : } A_t = 5\text{T08} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{75}{5} = 15\text{cm} \quad \text{or} \quad S_t = 15\text{cm} < S_t^{\text{max}}$$

$$\triangleright A_D = \frac{(\tau_u b h)}{2f_e \sin \alpha}$$

$$\text{Avec : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{75 - 2(3)}{100} = 0,69 \Rightarrow \alpha = 24,60^\circ$$

$$A_D = \frac{(2.892) (200) (750)}{(2) (400) \sin (34,60)} = 9,54\text{cm}^2$$

Soit : $A_D = 2 \times 6T12 = 11,3 \text{ cm}^2$

- $A_D \geq 0,0015 b h = 2,25 \text{ cm}^2$ c'est vérifié

Longueur d'ancrage : $L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{75}{4} + 50(1,2) = 78,75\text{cm} \Rightarrow L_a = 80 \text{ cm}$

Choix des armatures :

$$\begin{cases} A_L = A'_L = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2 \\ A_c = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 \\ A_t = 5T08 = 2,51 \text{ cm}^2 \quad ; S_t = 15 \text{ cm} \\ A_D = 2 \times 6T12 = 11,3 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

FERRAILLAGE DES LINTEAU

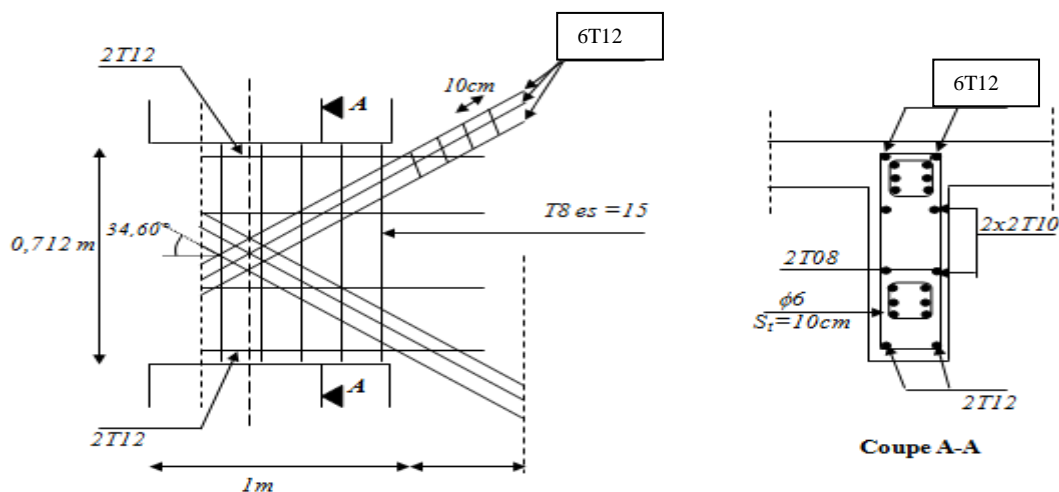


Figure IV.13. Ferrailage des linteaux.

CHAPITRE V

ETUDE DES FONDATIONS

V .1. Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en Contact avec le sol auxquelles elles transmettent les charges de la superstructure. Un choix Judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la Sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service.

Il existe plusieurs types de fondations. La sélection se fait selon la capacité portante du sol, les Charges à transmettre au sol, la distance entre les différentes fondations et l'économie du Projet.

V .2. Types de fondations

✓ Fondation superficielle :

- ↪ Semelle isolée
- ↪ Semelle filante sous mur
- ↪ Semelle filante sous poteaux
- ↪ Semelle filante croisées
- ↪ Radier général

- Fondation profonde (semelle sur pieux)

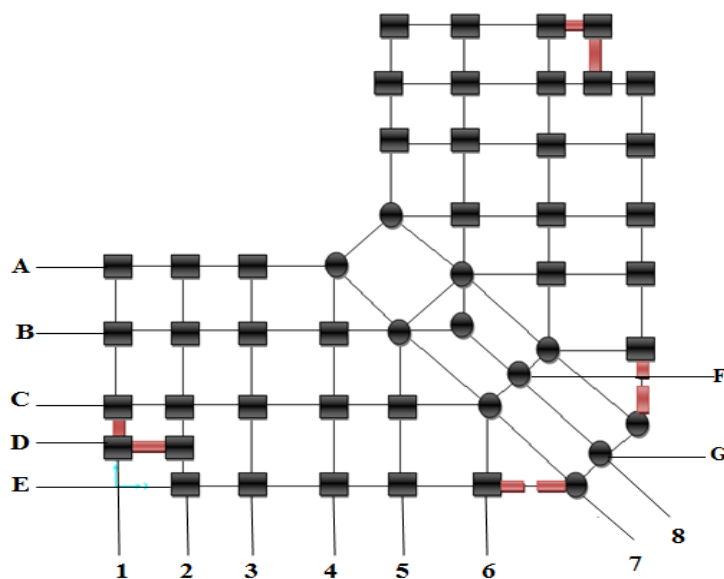


Figure V.1. Vu en plan des poteaux de la fondation.

V.3. Choix du type de fondation

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- ↪ Stabilité de l'ouvrage (rigide)
- ↪ Facilité d'exécution (coffrage)
- ↪ Économie (ferraillage)

• Facteurs Intervenant Dans Le Calcul Des Fondations

- Contrainte du sol σ_{sol}

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à **2 bars**.

- La classification du sol.

- La réponse du sol et la réponse de la structure.

- Les efforts transmis à la base,...

Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 15 à 20 cm d'épaisseur dosé à 150 kg/m³ de ciment.

V.4. Calcul des fondations

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

V.4.1. Semelle Isolée :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport

$$a \text{ sur } b : \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

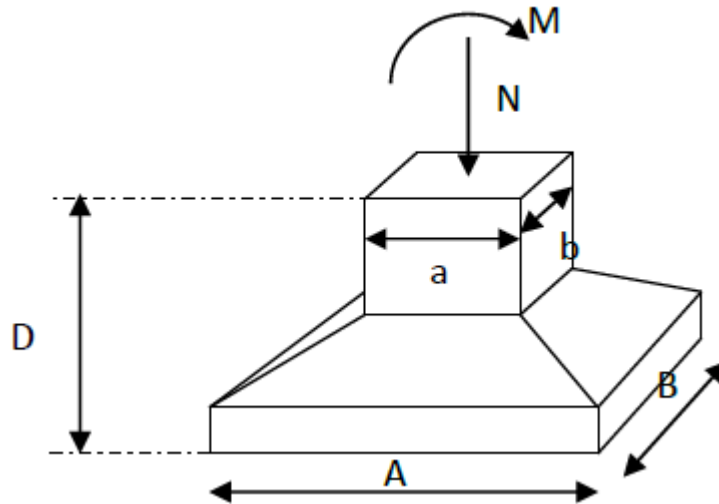


Figure V.2. Dimensions de la semelle isolée.

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B$ $S=A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma} \iff S = \frac{N}{\sigma}$

$A = \sqrt{S}$; $\sigma_{sol} = 2$ bars

$$\sigma_{ser} = N_{ser} / S_{semelle} \leq \sigma_{sol}$$

L'effort normal total revenant au poteau le plus sollicité égale à :

$N = 1710,97$ KN à ELS

D'où : $S = \frac{1710,97}{200} = 8,55 \text{ m}^2 \iff S_{semelle} = 8,55 \text{ m}^2$

$A = \sqrt{S} \iff A = \sqrt{8,55} = 2,92 \text{ m} \iff A = B = 3 \text{ m}$

- Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 1,5 B$

$L_{min} = 2,9 < 1,5 B = 4,5 \text{ m} \dots\dots\dots$ **non vérifier**

- **Conclusion:**

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

V.4.2. Semelles filantes :

- **Hypothèse de Calcul**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les

Réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs

Centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Étapes de Calcul**

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les

Poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux calculé à l'ELS.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

$$\Rightarrow S = B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

Files	N (kN)	S (m ²)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)	S (m ²)
1	1256 ,045	6,280	9,29	0,67	1	9,29
2	2272,607	11 ,363	11,29	1	1	11,29
3	2911,395	14,556	11,29	1,28	1,5	16,93
4	3869,186	19,345	11,29	1,71	2	22,58
5	3354,653	16,773	7,99	2,09	2,5	19,975
6	1764,922	8,824	4,20	2,10	2,5	10,5
7	4710,039	23,550	15,65	1,50	2,5	39,125
8	2114,32	10,571	9,04	1,169	2	18,08
A	2608,141	13,040	9,80	1,33	1,5	14,7
B	5564,5	27,822	15,70	1,77	1,5	31,4
C	5199,236	25,996	16,75	1,55	2	33,5
D	441,749	2,208	3	0,73	2	6
E	2624,995	13,124	17,64	0,74	1	17,64
F	956 ,55	4,782	1,65	2,9	3	4,95
G	459,987	2,3	2,16	1,06	2	4,32

Tableau V .1: Calcul de la surface nécessaire pour la semelle filante

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation à ELS.

S : Surface de la fondation.

o Vérification du choix de fondation $S_{néc}$ S_{bat}

$$\text{Rapport } \frac{S_{néc}}{S_{bat}} \geq 50\%$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \implies S_{néc} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour : } \left\{ \begin{array}{l} N_{ser} = 40108 \\ \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \end{array} \right.$$

On trouve: $S_{néc} \geq 200,54 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment $S_b = 399,274 \text{ m}^2$

$$\text{- Calcul du rapport } \frac{S_{néc}}{S_{bat}} = \frac{200,54}{399,274} = 0,5022 \implies 50,22 \% > 50 \%$$

❖ Conclusion :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de Fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

V .4.3. Radier général(Nervuré)

• Introduction

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince

Mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on optera

Pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par

Le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux

○ Surface Nécessaire

D'après la vérification du rapport : $\frac{S_{\text{néc}}}{S_{\text{bat}}} = \frac{200,54}{399,274} = 50,22\%$

50,22 % > 50% de la surface de l'assise \Rightarrow La surface totale du radier est 399,274 m²

V.4.3.1 Pré dimensionnement du radier

1. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

a. Condition forfaitaire:

$$h_1 \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} \quad \text{Avec:}$$

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\text{max}} = 4,20 \text{ m}$$

$$h_1 \geq 21 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad h_1 = 30 \text{ cm}$$

b. Condition de cisaillement: [3]

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min.}(0,1f_{c28}; \dots 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1\text{ml}}{S_{\text{rad}}}$$

$N_u = 52780,906 \text{ kN}$ « la somme des efforts normaux pondéré de tous les poteaux située au radier ».

$$L = 4,20 \text{ m} ; b = 1\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1\text{ml}}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1\text{ml}}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 15,9 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h \cdot 2 \geq 16 \text{ cm}$$

○ Conclusion:

$$h \geq \text{Max}(h_1; h_2;) = 30\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad h_1 = 30 \text{ cm}$$

2. Dimensionnement Des Nervures :

a. largeur des nervures

- **Condition de coffrage**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{420}{10} = 42cm$$

On adopte pour : **b=60cm**

b. La hauteur des nervures

- **Condition de la raideur :**

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par

l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

➤ Théorie de la poutre sur sol élastique :

Avec : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne E=20000MPa).

b : Largeur de radier

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5kg/cm^3 \leq K \leq 12kg/cm^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- K=0,5[kg/cm³] → pour un très mauvais sol.
- K=4 [kg/cm³] → pour un sol de densité moyenne.
- K=12[kg/cm³] → pour un très bon sol.
-

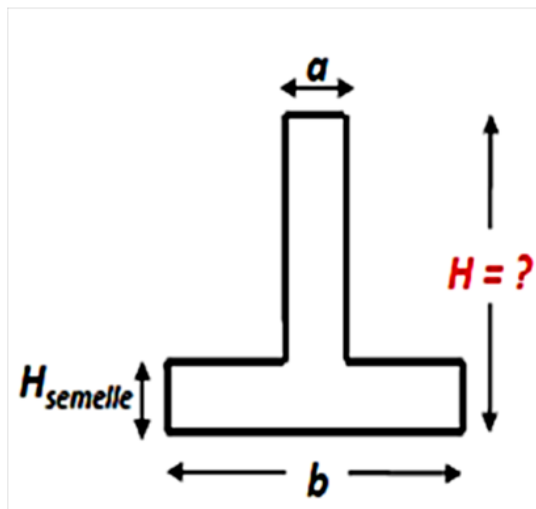
- Pour un sol de densité moyenne on a K=4Kg/cm³

- Calcule la hauteur de la nervure :

1- Sens Transversale (sens x-x) :

- Procédure pratique pour fixer la hauteur de la nervure:

Le concepteur peut choisir une inertie de la semelle telle que la condition, entre axe des poteaux $\leq \frac{\pi}{2}Le + a$. c.à.d $\frac{\pi}{2}Le \geq$ longueur travée et calculer la semelle comme une poutre continue Soumise à la réaction du sol (avec une répartition linéaire des contraintes du sol).



1- Sens longitudinale $L_{max} = 3,90$ m (entre-travée) ; $h_{semelle} = 0,3$ m ;
 $b = 3,90$ m

H nervures (m)	0,7	0,8	0,9	1	1,05
$I(10^{-3})m^4$	6,86	7,65	7,537	7,818	8,77
$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$	1,47	4,60	4,60	4,60	4,60
$LW = \frac{\pi}{2}Le$	2,31	7,22	7,22	7,22	7,22

Tableau V.2 : Choix de hauteur des nervures (sens Transversale)

On prend : $h_N = 1,05m$.

2- Sens transversale

L max = 4 m (entre-travée) ; h semelle = 0,30 m ; b = 4 m

H nervures (m)	1,1	1,2	1,25
I(10⁻³)m⁴	7,93	6,70	9
$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$	4,60	4,60	4,60
LW = $\frac{\pi}{2}L_e$	7,22	7,22	7,22

Tableau V.3 : Choix de hauteur des nervures (Sens longitudinale)

On prend : $h_N = 1,25\text{m}$

➤ Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier h = 30cm

- Le dimension des nervures dans les deux sens :

$h_N = 125\text{ cm}$ sens transversale.

$h_N = 105\text{ cm}$ sens longitudinale.

$b_N = 60\text{ cm}$ pour les deux sens.

V.4.4 Calcul du radier

• Combinaisons d'actions :

$G = 31561,545\text{ KN}$; $Q = 6781,88\text{ KN}$ « les charges de la structure a la base »

ELU: $N_u = 1.35G + 1.5Q = 52780,906\text{ KN}$

ELS: $N_s = G + Q = 38343,425\text{ KN}$

➤ Détermination de la surface nécessaire du radier :

Selon l'article du « **RPA 99 VERSION 2003** » ; on doit multiplier la contrainte admissible du sol par un coefficient de sécurité égale 1.5

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: La capacité portante de sol $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1,5 \times 2 = 3\text{ bars}$

$$E L S : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{38343,425}{300} = 127,811 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 399,274 > S_{\text{radier}} = 127,811 \text{ m}^2$$

- **Remarque:**

On remarque que la surface totale du bâtiment ($399,274 \text{ m}^2$) est supérieure à la surface Nécessaire du radier ($127,811 \text{ m}^2$), dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que

Nous imposent les règles du **BAEL**, et il sera calculé comme suit :

1- Calcul du débordement (D) :

$$D_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{125}{2}, 30\text{cm}\right) = 62,5\text{cm}$$

$$D_{\text{déb}} \geq 65 \text{ cm}$$

Soit : D = 65 cm

D'où :

$$S_r = S_b + D \times 2 \times (X+Y) = 399,274 + 0,65 \times 2 \times (23,69 + 23,69) = 460,868 \text{ m}^2$$

S_r : Surface de radier.

S_b : Surface totale de bâtiment.

X : Longueur de bâtiment.

Y : Largeur de bâtiment.

Alors la surface de radier est : $S_r = 460,868 \text{ m}^2$.

La contrainte de bâtiment doit être inférieure ou égale la contrainte admissible du sol.

$$N_s = N_G + N_Q = 38343,425 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{bat}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} = \frac{38343,425}{460,868} = 83,198 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{bat}} = 83,198 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 300 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

a. Caractéristiques Géométriques Du Radier :

Position du centre de gravité		Moments d'inerties	
x _G (m)	y _G (m)	I _{xx} (m ⁴)	I _{yy} (m ⁴)
11,845	11,845	3,5.10 ⁴	6,77. 10 ⁴

Tableau V.4: caractéristiques géométriques du radier

b. Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des Effort horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec :

M_s: Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

M_R: Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_o + V_o h$$

M_o: Moment à la base de la structure.

V_o: L'effort tranchant à la base de la structure.

h: Profondeur de l'ouvrage de la structure

M_o, V_o : sont tirés à partir du fichier **SAP2000**.

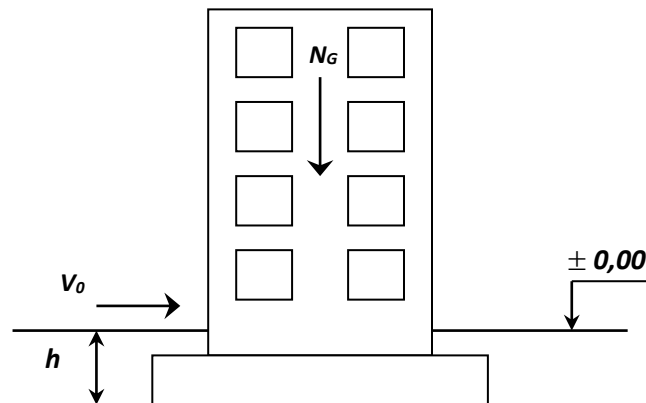


Figure V.3. Schéma statique du bâtiment

$$N = N_G + N_Q$$

$$\text{Avec: } N_G = N_{G1} + N_{G2}$$

N_{G1} : Poids propre de la structure.

N_{G2} : Poids propre du radier.

N_Q : Poids de la surcharge d'exploitation de la structure.

$$\text{On a: } N_{G1} = 42608,085 \text{ kN}$$

$$N_{G2} = p_b \cdot S \cdot h = 25 \times 460,868 \times 1,25 = 19442,868 \text{ kN}$$

$$N_Q = 10172,82 \text{ kN}$$

$$N_G = 62050,953 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } N = 72223,773 \text{ kN}$$

o **Profondeur de l'ouvrage de la structure:** $h = 1,25 \text{ m}$

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h ; M_s = N \times X_G \quad ; \text{ Le rapport } \left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$$

	M ₀ (KNm)	V ₀ (KN)	N (KN)	M _R (KNm)	M _s (KNm)	$\left(\frac{M_s}{M_R}\right)$	vérification
Sens x-x	498426,2	2323.06	72223,773	502501,64	855490,609	1,70	Vérifier
Sens y-y	492272	2323.06	72223,773	496347,44	855490,609	1,72	Vérifier

Tableau V.5: Vérification de la stabilité du radier

o Conclusion

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ; donc notre structure est stable dans les deux sens.

c. Calcul des contraintes

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : **σ_{sol}=2 bars**

Les contraintes du sol sont données par :

1. Sollicitation du premier genre

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{38343,425}{460,868} = 83,198.kN/m^2$

$\sigma_{ser} = 83,198.kN/m^2 < \sigma_{sol} = 200kN/m^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ₁ ; σ₂)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

Avec :

σ₁ : Contrainte maximale du sol.

σ₂ : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible σ_{sol}

$$\left(\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol}\right)$$

- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$
 σ_2 : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

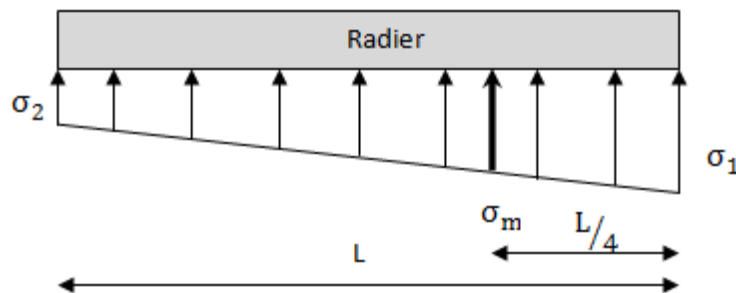


Figure V.4. Contraintes sous le radier.

Avec :

$$I_{xx} = 3,5 \cdot 10^4 \text{ m}^4 ; I_{yy} = 6,77 \cdot 10^4 \text{ m}^4$$

• **ELU:**

$$N_u = 52780,906 \text{ KN.}$$

M : est le moment de renversement ($M_{Rx} = 502501,64 \text{ kN.m}$; $M_{Ry} = 496347,44 \text{ KN.m}$).

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	284,58	55,53	227,317
Sens y-y	201,412	28,025	158,06
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

Tableau V.6: Contraintes sous le radier à l'ELU

• ELS:

$$N_{ser} = 38343,425 \text{ KN}$$

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	206,123	39,727	164,524
Sens y-y	147,655	18,741	115,426
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

Tableau V.7: Contraintes sous le radier à l'ELS

○ **Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

○ **Détermination des sollicitations les plus défavorables:**

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante:

$$\Leftrightarrow \text{ELU} : \sigma_u = 227,317 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\Leftrightarrow \text{ELS} : \sigma_s = 164,524 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VI.4.5. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par

Les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids

Propre de l'ouvrage et des surcharges.

- La table du radier est considérée comme une dalle pleine d'épaisseur de 30cm.
- Les nervures sont considérées comme des poutres de 125 cm de hauteur.
- Le calcul du radier sera effectué pour le panneau central le plus défavorable.

a- Ferrailage de la table du Radier

1. Détermination des efforts:

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive

- Moment en travée: $\begin{cases} M_{tx}=0,85M_x \\ M_{ty}=0,85M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis: $\begin{cases} M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x & (\text{appui de rive}) \\ M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x & (\text{autre appui}) \end{cases}$

Panneau intermédiaire

- Moment en travée: $\begin{cases} M_{tx}=0,75M_x \\ M_{ty}=0,75M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$
- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.
- Moment en travée: $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appuis: $M_a=0,5M_0$

Avec: $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

2. Valeur de la pression sous radier

ELU : $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 227,317.kN/m$

ELS : $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 164,524.kN/m$

3. Calcul des moments :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot lx^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{lx}{ly}$ et de ν .

ν : Coefficient de poisson $\left\{ \begin{array}{l} \text{L'ELU } (\nu=0) \\ \text{L'ELS } (\nu=0,2) \end{array} \right.$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "

3.1. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($\nu=0$) :

On prend le panneau centrale le plus sollicité avec $L_x = 3,90 m$, $L_y = 4 m$ Alors : Le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,90}{4} = 0.975 \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
3,90	4	0.975	0.0392	0.0,9322	227,317	135,53	115,20	126,341	107,93	67,76

Tableau V.8: Calcul des moments à l'ELU

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
3,90	4	0,975	0,0465	0,9543	164,524	116,362	98,907	111,044	94,38	58,181

Tableau V.9: Calcul des moments à l'ELS

3.2. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique

L'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

$f_{c28}=25$ MPa; $\sigma_{bc}=14,17$ MPa; $f_e=400$ MPa; $\sigma_s=348$ MPa; $b=100$ cm; $h=30$ cm

$d=0,9h=27$ cm

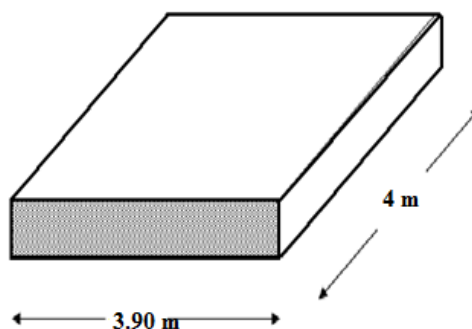


Figure V.5. Schéma du panneau le plus sollicité.

○ Section minimale

Sens y-y : $0,08 \% b.h= 2,4$ cm².

Sens x-x : $As_{min} = 1,2.(A_{min} \text{ suivant } y-y) = 2,88$ cm²

	Sens	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_s^{\text{min}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	St(cm)
Travée	x-x	115,20	13,06	2,88	8T16	16,08	15
	y-y	107,93	12,19	2,4	8T16	16,08	15
Appui	x-x	67,76	7,48	2,88	8T14	12,31	15
	y-y			2,4			15

Tableau V.10: Ferrailage des panneaux du radier

➤ **Espacement:**

$$Esp \leq \text{Min.}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min.}(90.\text{cm}; 33.\text{cm}) = 33\text{cm}$$

En travée :**Sens x-x**

$$S_t = \frac{100}{7} = 15.\text{cm} < 33\text{cm}$$

On adopte $S_t=15$ cm.

Sens y-y

$$Esp \leq \text{Min}(4h; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120.\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{7} = 15\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t=15$ cm

Aux Appuis :

$$S_t = \frac{100}{7} = 15.\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t=15$ cm

4. Vérifications nécessaires➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,26 \text{ cm}^2$$

	Sens	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$A_s^{\min}(\text{cm}^2)$	Vérifications
Travée	x-x	16,08	3,26	oui
	y-y	16,08	3,26	oui
Appui	x-x	12,31	3,26	oui
	y-y			

Tableau V.11: Vérifications CNF

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	98,907	16,08	80	984149,2	8,04	15	70,7	201,6	Oui
	y-y	94,38	16,08	70	860234,3	7,68	15	67,5	201,6	Oui
App	x-x	58,18	12,31	70	861014,8	4,73	15	41,6	201,6	Oui
	y-y									

Tableau V.12: Vérification des contraintes

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u} = \text{Min}(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec :

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

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{227,317 \times 4}{2} = 454,634 \text{ kN}$$

$\tau_u = 1,68 < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

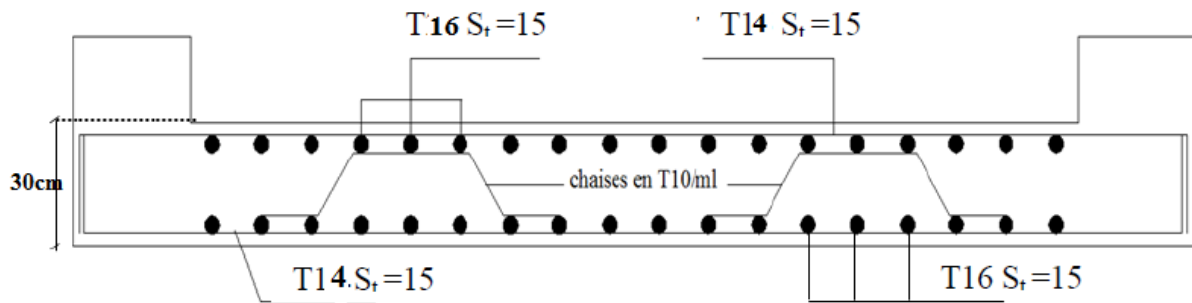


Figure V.6. Ferrailage de Radier Nervuré d’après ce dessin.

b. Ferrailage Des Nervures

1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, «BAEL91 modifier 99» [3]

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

2. Calcul des armatures :

$b = 60 \text{ cm} ; h = 105 \text{ cm} ; d = 94,5 \text{ cm}$

- Sens porteur (x-x) : $L = 3,90 \text{ m} ; q = 227,317 \text{ kN/ml}$

	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	367,358	10,59	6T16	12,06
Appuis	216,1	6,17	6T16	12,06

Tableau V.13: Ferrailage des nervures (sens longitudinale)

b=60 cm ; h=125 cm ; d=112,5 cm

- Sens porteur (Y-Y) : L= 4 m ; q=227,317 kN/ml

	$M_u(\text{kN.m})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	386,44	9,25	7T16	14,07
Appuis	227,317	5,41	5T16	10,05

Tableau V.14: Ferrailage des nervures (Sens transversale)

3. Vérifications nécessaires :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 8,15.\text{cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

		$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	A_s^{\min}	Vérification
T a b l e a	Sens-X			
	Travée	12,06	6,84	oui
	Appuis	12,06	6,84	oui
	Sens-Y			
	Travée	14,07	8,15	oui
	Appuis	10,05	8,15	oui

Tableau V.15: Vérification de la condition de non fragilité

➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
x-x	Travée	265,881	12,06	20	1441089,43	3,69	15	47	201,6	oui
	Appuis	156,400	12,06	20	1441474,65	2,17	15	27,7	201,6	oui
y-y	Travée	279,690	14,07	18	1236958,23	4,07	15	50,7	201,6	oui
	Appuis	164,524	10,05	18	1239092,88	2,39	15	29,8	201,6	oui

Tableau V.16: Vérification des contraintes à l'ELS

➤ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

a- sens longitudinale :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{227 \times 3,90}{2} = 443,268 kN$$

$$\tau_u = \frac{443,268 \times 10^3}{600 \times 945} = 0,78.MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifi}$$

b- Sens transversale :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{227 \times 4}{2} = 454,634 kN$$

$$\tau_u = \frac{454,634 \times 10^3}{600 \times 1125} = 0,67.MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifi}$$

➤ **Armatures transversales**

$$\frac{A_t}{St} \geq \frac{T^{ELU}}{0,9 \cdot d \cdot \sigma_s} \quad ; \quad \text{Avec : } Tu = \frac{ql}{2} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s}$$

Avec : St = 20 cm ; Tu à ELU = 454,634 KN ; fe = 400MPa

Donc : At ≥ 2,58 cm² ⇨ **choix 4T10 (3,14 cm²) ; càd 2 cadres T10**

➤ **Armatures de peau :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration.

En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures.

Leur section est au moins 3cm² /ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction (h=125 cm).

Ap = 3cm²/m x 1,05 = 3,15cm².....3T12 = 3,39cm² (longitudinale)

Ap = 3cm²/m x 1,25 = 3,75cm².....3T14= 4,62cm² (transversale)

• **ferraillage Nervures du radier :**

1- sens transversale :

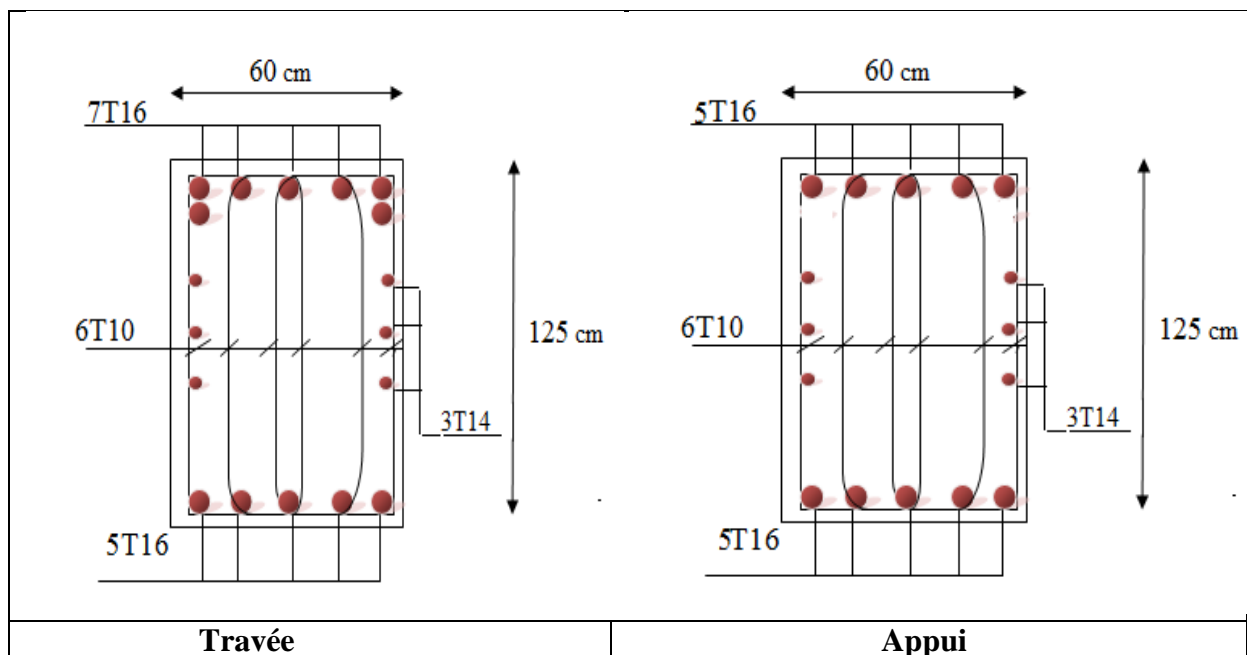


Figure V.7. Ferrailage des nervures pour sens transversale.

2- sens longitudinale :

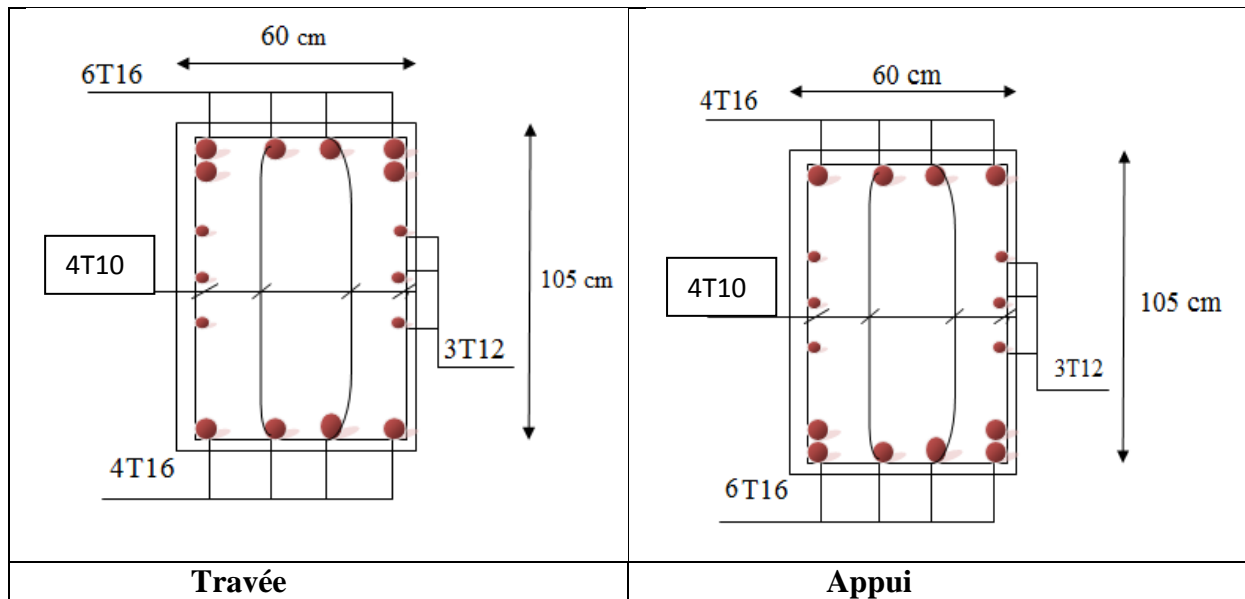


Figure V.8. Ferrailage des nervures pour sens longitudinale.

C. Ferrailage du débord

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

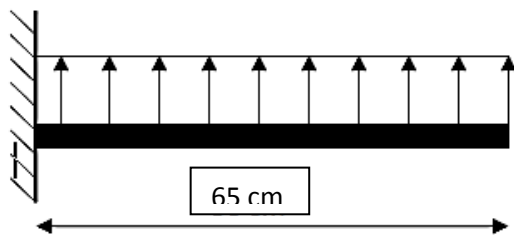


Figure V.9. Schéma statique du débord.

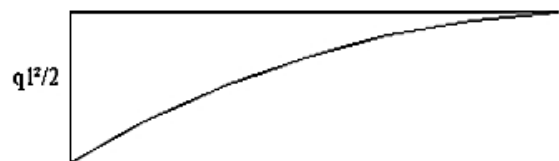


Figure V.10. Diagramme des Moments.

➤ Evaluation des charges et surcharges:

E.L.U : $q_u = 227,317 \text{ kN/ml}$ \Rightarrow Pour une bande de 1m.

E.L.S : $q_{ser} = 164,524 \text{ kN/ml}$ \Rightarrow Pour une bande de 1m.

➤ **Calcul des efforts :**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

• **E.L.U :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 48,020 \text{ kNm}$$

$$T_u = - q_u \cdot L = -147,756 \text{ kN}$$

• **E.L.S :**

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 34,755 \text{ kNm}$$

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe).

Avec : b = 100cm, h = 30cm, d = 27cm, $f_{c28}=25\text{MPa}$, $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$.

Mu(kNm)	Ascal(cm ²)	Choix	Asadp(cm ²)
48,020	5,24	9T12	10,2

Tableau V.17: Ferrailage du débord

• **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,26 \text{ cm}^2 < 10,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

esp = 10cm.

➤ **Armature de répartition:**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2.55 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 5,1 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6T12 = 6,78 cm²**

St = 20cm.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton:**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{147,752 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0,54.MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifi}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS:**

$$q_{ser} = 164,524 \text{ kN/ml}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

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

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
34,755	10,2	8	75145,94	3,7	15	139,4	201,6	vérifiée

Tableau V.18: Vérification des contraintes du débord

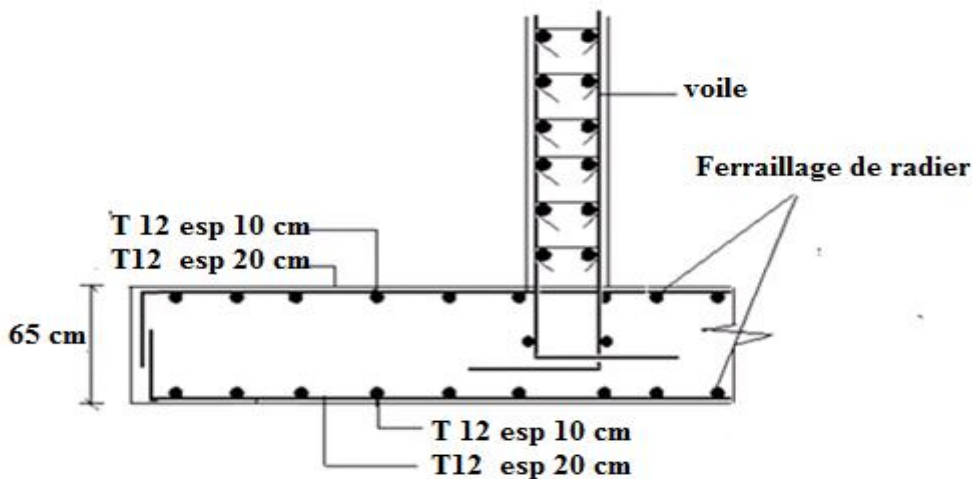


Figure V.11. Ferrailage du Débord.

Conclusion :

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquises durant notre cycle de formation de master, de les approfondir en nous basons sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les Logiciels de calcul récents, 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 .

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- Une recherche bibliographique sur différent types des bétons (béton ordinaire, béton auto plaçant et béton léger)
- un pré dimensionnement suffisamment réfléchi facilite les étapes qui le suivent telle que l'analyse dynamique.
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel **SAP2000 V14.2.2**, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur de Génie Civil, cette contrainte architecturale influence directement sur le comportement adéquat de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- Faire l'étude dynamique avec le béton auto-plaçant offre la structure une plane grande rigidité latérale que le béton ordinaire tel que :
 - Les Modes propres, la participation Massique ainsi que le nombre de mode utile sont les mêmes pour les deux modèles (Modèle avec BO Modèle avec BAP). Ceci est dû au fait que les éléments du système de contreventement (portique et voile) ainsi que la disposition de ce dernier sont identiques pour les deux Modèles
 - Les périodes fondamentales T_1 et T_2 du Modèle en BAP sont plus petites que leurs homologues du Modèle en BO. Ceci s'explique pas le fait que vue que $E_{BAP} > E_{BO}$ alors le modèle en BAP est nécessairement plus rigide que le Modèle en BO (la période est inversement proportionnelle à la rigidité)

Conclusion générale

- L'effort tranchant à la base V_{BAP} a augmenté par rapport à V_{BO} , puisque la rigidité du Modèle en béton auto-plaçant a augmenté alors la force de rappel ($F= KX$) globale du bâtiment a aussi augmenté.
- Les déplacements inter étage du Modèle en BAP sont inférieurs à leur homologues du Modèle en BO, Car la rigidité latérale a augmenté (avec l'augmentation de E_{BAP})
- Faire l'étude dynamique avec le béton léger offre la structure une plane grande rigidité latérale que le béton ordinaire tel que :
 - Les modes propres, la participation massique ainsi que le nombre de mode utile sont les même pour les deux modèles (modèle avec béton ordinaire et modèle avec béton léger)
 - Les périodes fondamentales T_1 et T_2 du modèle en BL ont diminué par rapport à celle obtenues pour le modèle en béton ordinaire
 - La force sismique à la base de la structure en BL à savoir V_{BL} est plus petite que pour son homologue V_{BO} ceci s'explique par le fait que vue que la masse de la structure en BL à diminué (par rapport à la masse pour la structure en BO) alors les forces d'inertie (qui sont proportionnel à la masse) ont aussi diminuées impliquant une diminution de la force sismique à la base du modèle en BL.
 - En fin, les déplacements (modèle BL) sont plus petits que les déplacements du modèle BO, ceci est dû au fait que la diminution des forces d'inertie implique une diminution des déplacements élastique (dûs à E) et donc des déplacements inter-étage
- Le ferrailage des poteaux et des poutres a été fait respectivement en flexion composée, en flexion simple en utilisant le logiciel **SOCOTEC** qui nous a permis de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps.
- Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée, basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique (du **SAP2000**) pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

Conclusion générale

- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Ainsi, on arrive à la fin des travaux de fin d'études, qui est la résultante des longues années d'étude.

Référence bibliographie

Référence bibliographie de la partie recherche :

- [1] : Dr. Ir. P. Boeraeve Cours de Béton armé
- [2] : Ayad Mohamed Barka Yassine mémoire de master « modélisation des bétons ordinaires par des plans d'expériences
- [3] : Lucien Pliskin « le béton »
- [4] : Hanaa Fares THESE de Doctorat de l'université de Cergy-Pontoise « Propriétés mécaniques et physico-chimiques de Bétons autoplaçants exposés à une
- [5] : Benaddad Sabrina Benatsou Nacira mémoire de master « Etude à la compression d'un Béton autoplaçant avec additions minérales (Argile cuite et broyée et Fillers calcaires) »
- [6] : Dr Hadj Sadok, A. Chapitre II ; Le ciment Portland
- [7] : CIMBÉTON « conférences : béton, architecture, performances et applications »
- [8] : Planète tp article « Ouvrabilité des bétons frais » publié le 28 octobre 2007
- [9] : le grand guide de la maçonnerie
- [10] : TD—baton d.doc
- [11] : Institut supérieur des études technologiques de Sfax « actes du séminaire international innovation et valorisation dans le génie civil Février 5 - 6 -7 2009 فيفري
- [12]: cours-BA-ST2.chap2
- [13] : Walid larbi Conservatoire national de l'art et matériel
- [14] : S-Laldji Cours-ETS hiver 2015 1 « Caractéristiques fondamentales du béton »
- [15] : Wikipédia comportement en fluage et en recouvrance des matériaux
- [16] : Site web GENIE CVL Le retrait (partie 4) : à l'échelle de la structure (A)
- [17] : Belaribi omar thèse de doctorat « Durabilité des bétons autoplaçants à base de vase et de pouzzolane »
- [18] : article publié par Mongi Ben Ouezdou National Engineering School of Tunis, University of Tunis El Manar « Caractéristiques et propriétés des bétons autoplaçants (BAP)»

[19] :Benbrahim fahima mémoire de master « Effet Des Granulats De Verre Mousse Sur Les Propriétés Rhéologiques Et Physico-mécaniques Du Mortier Autoplaçant »

[20] : collection technique CIMBETON « nouvelles performances des bétons »

[21] : Belkacem BENCHOULA & Mohamed BEN HAMAMA mémoire de master « Etude des performances d'un béton autoplaçant à base des sables binaires »

[22] : **mémoire de master** Etude à la compression d'un Béton autoplaçant avec additions minérales (Argile cuite et broyée et Fillers calcaires)

[23] : Boukezzoula Amira thèse de magister « Contribution à la modélisation du fluage des bétons Application au béton Autoplaçant »

[24] :Herihiri ouided mémoire de magister « Formulation et Caractérisation des Bétons Légers »

[25] Djakam Imane Elaboration d'un béton léger à partir des matériaux locaux

[26] Thomas calais propriétés mécaniques et durabilité d'un béton léger

Référence bibliographie de la partie calcule :

[1] : *D.T.R. "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003".RPA99V3.*

[2] : *D.T.R. Règle de conception et de calcul des structures en béton armé "C.B.A.93".*

[3] : *D.T. R Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé " BAEL 91 Modifié 99".*

[4] : *NF EN 15037-4 et 5 : Norme Française, Produit Préfabriqué en Béton - Système de*

[5] : *VICTORE DAVIDOVICI, "Formulaire du Béton Armé : volume 1".*

[6] : *D.T.R. Règle de conception et de calcul des structures en béton armé "C.B.A.93".*

[7] : *D.T.R B.C 2.2, " Charges permanentes et charges d'exploitation "*

[8] : *Publication : Algérie Séismique Régulation RPA99-version2003 for Reinforced concrete building structures : Interprétations and proposable _ . Rafik Taleb ,2017*



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA 1

جامعة سعد دحلب - البلدية 1-

Faculté de Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التخرج

Pour l'Obtention du diplôme

DE MASTER EN GENIE CIVIL

Option : MATERIAUX

THÈME

Annexe «Conception et Calcul Parasismique d'un Bâtiment R+7.

Analyse Sismique Pour Trois Types de Béton »

Réalisé par :

M^{me} EL FERTAS – MERIEM

M^{me} ADDAOUI – SAMAH

Encadré par :

Promotrice: M^{me} C. CHERFA (M.A.A)

Co- Promotrice: M^{me} AOUISSI (DR)

PROMOTION : 2018-2019

1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au

Contreventement, donc l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement «**BAEL 91 modifié 99**» en

Respectant le règlement parasismique Algérien «**RPA 99 version 2003**»

2. Etude des planchers :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle:

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

2.1. Plancher en corps creux :

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de

Remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 60) \text{ cm}^3$

Avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

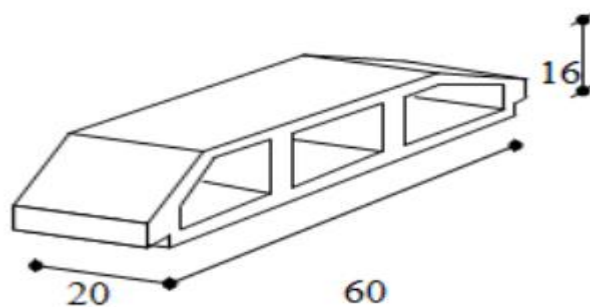


Figure .1. Corps Creux

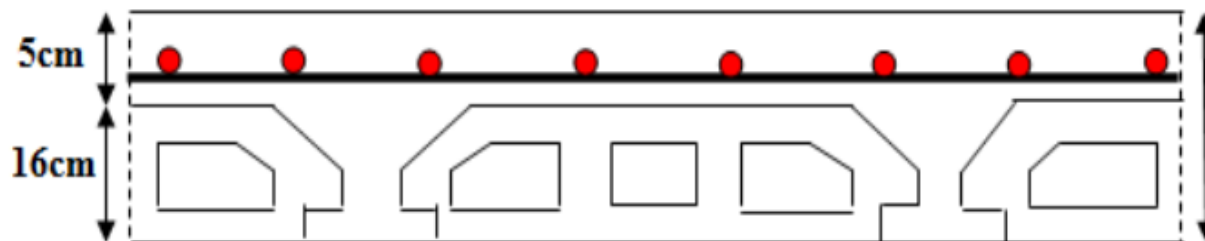


Figure.2. Coupe du plancher en corps creux

A. Étude des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en (T) en béton armé, elles servent à transmettre les charges Réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus Grand nombre d'appuis, parallèlement à la petite portée.(dans notre cas $L_{max} = 3,90$ m)

Pour notre bâtiment on a 4 types des poutrelles :

- ✓ Poutrelles à 4 travées (en rouge)
- ✓ Poutrelles à 4 travées (en bleu)
- ✓ Poutrelles à 3 travées (en rose)

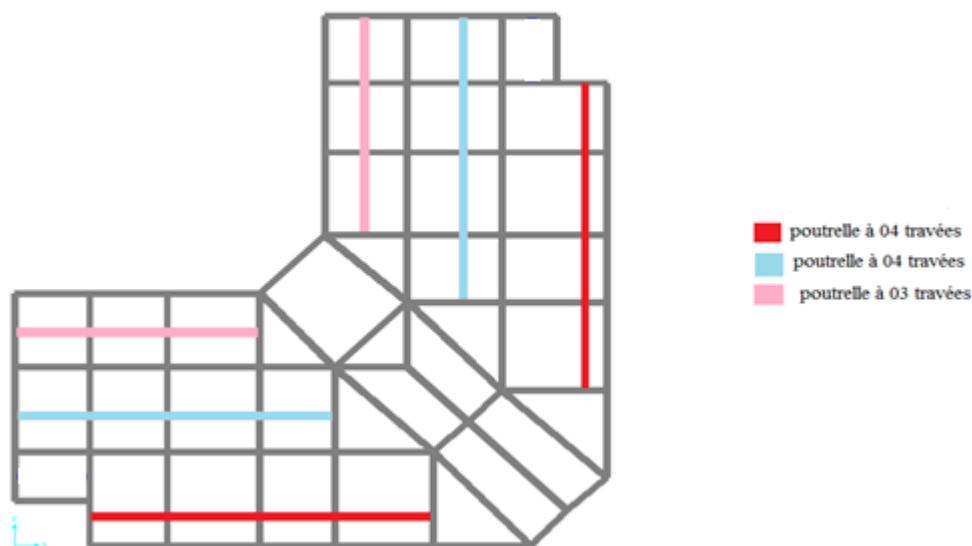


Figure.3. Les types des poutrelles.

a.1. Dimension des poutrelles :

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

avec :

h_t : Hauteur de plancher (21 cm)

h_0 : Hauteur de la dalle de compression (5 cm)

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right)$$

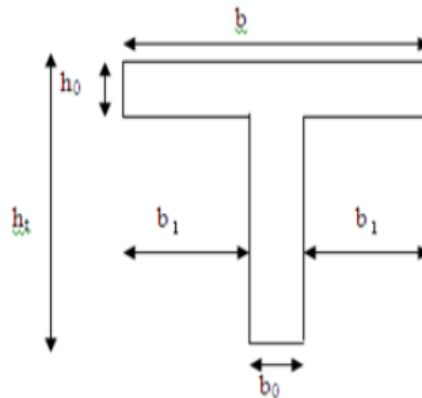


Figure.4. Dimension de poutrelle.

Tel que :

L_x : distance entre nus d'appuis des poutrelles

L_y : distance entre nus d'appuis des poutres secondaire

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

$$b_0 = (0,4 ; 0,6) \times h_t = (8,4 ; 12,6) \text{ cm}$$

Soit : $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right) \rightarrow b \leq 2 \times \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right) + b_0$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L_y = 420 - 30 = 390 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min \left(\frac{53}{2} ; \frac{390}{10} \right) \quad b_1 = 26,5 \text{ cm} \rightarrow b = 2 * 26,5 = 65 \text{ cm}$$

Soit : $b = 65 \text{ cm}$

a.2. Charges et surcharges :

Plancher en corps creux (16+5)

❖ plancher terrasse inaccessible: $G=6,37\text{KN}/\text{m}^2$, $Q= 1 \text{ KN}/\text{m}^2$.

❖ plancher étage courant: $G= 5,34 \text{ KN}/\text{m}^2$, $Q = 1,5 \text{ KN}/\text{m}^2$

➤ Evaluation des charges

○ A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q$ et $P_u = 0,65 \times q_u$

○ A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $P_s = 0,65 \times q_s$

	G (KN /m²)	Q (KN /m²)	ELU	ELS
Terrasse inaccessible	6,37	1	10,09	7,37
Etage courant	5,34	1,50	9,46	6,84

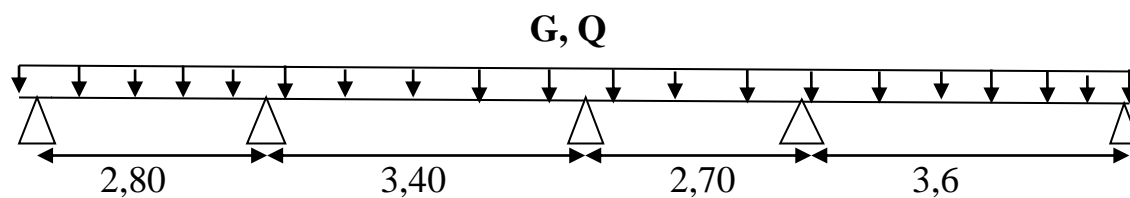
Tableau.1: Evaluation des charges et surcharge

Conclusion :

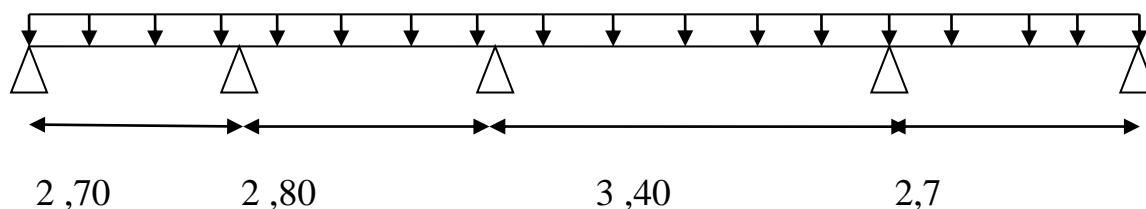
Le plancher terrasse est le plus sollicité par rapport à l'étage courant

a.3. Les différents types de poutrelles :

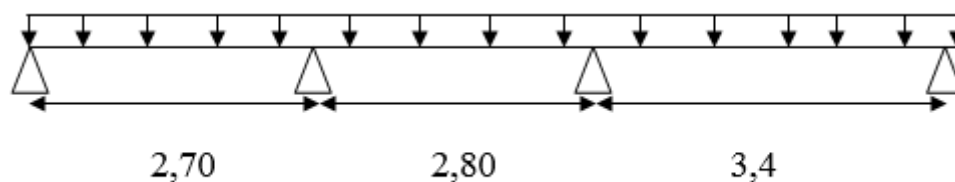
On a 4 type de poutrelles dans ce type de plancher:

•Type 1 : Poutrelles à 4 travées**•Type 2 : Poutrelles à 4 travées**

G, Q

**•Type03 : Poutrelles à 3travées**

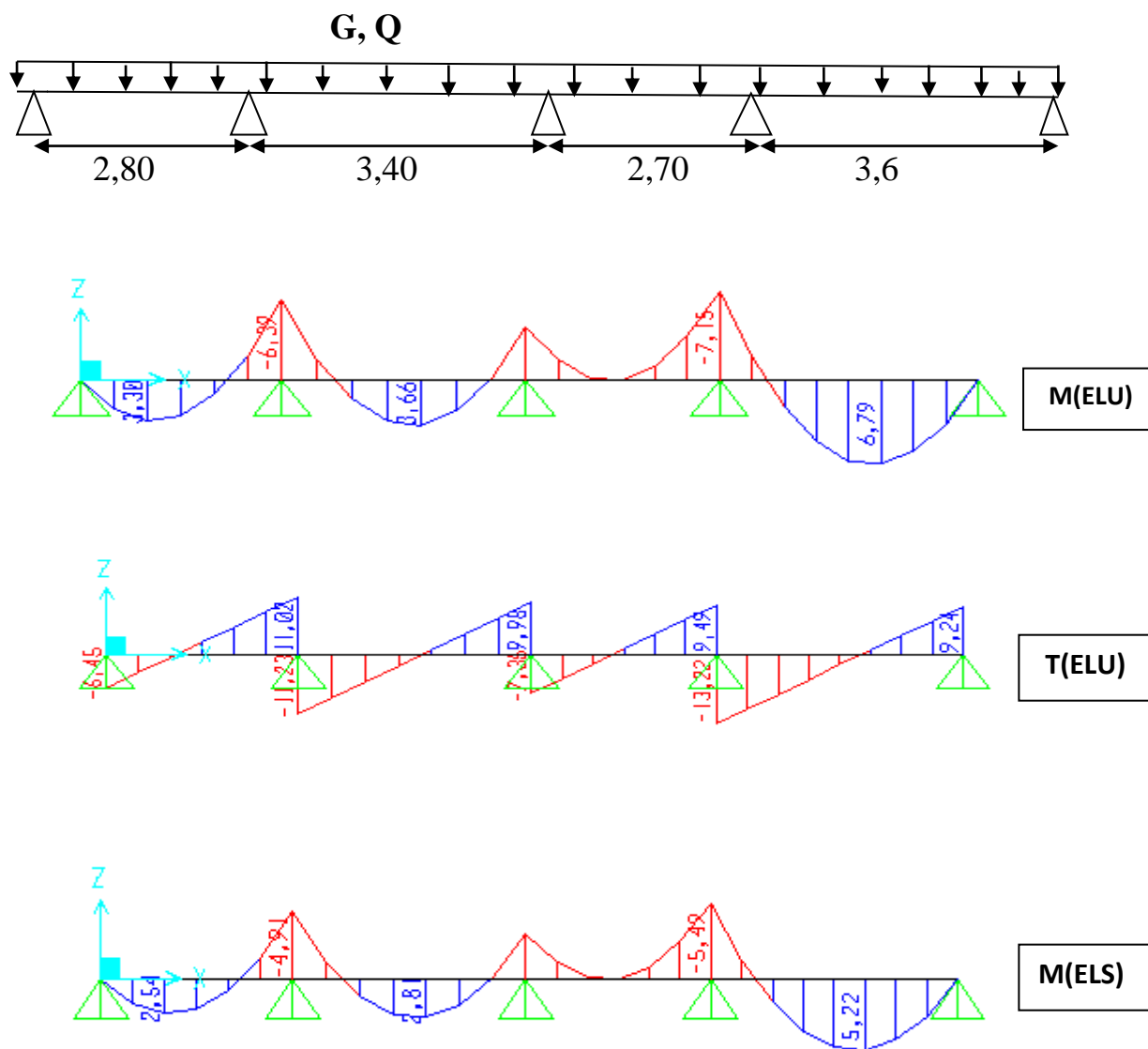
G, Q

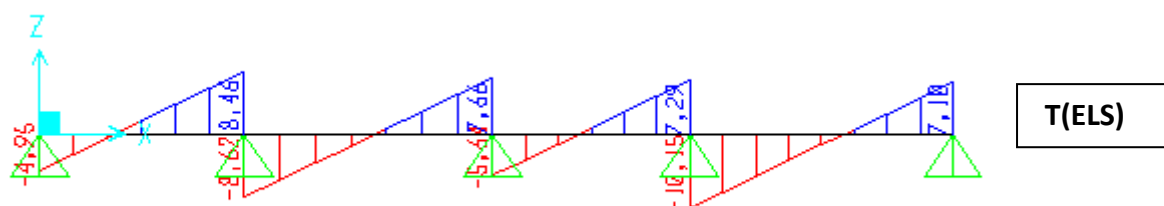


➤ **a.4. Calcul des efforts :**

Etant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs modélisations et la détermination des efforts a été conduite sur le logiciel « **SAP2000** » (méthode des éléments finis).

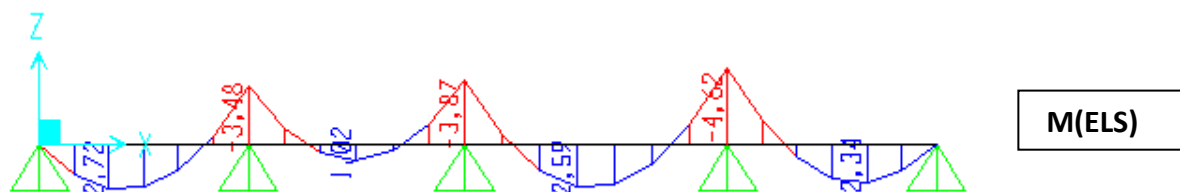
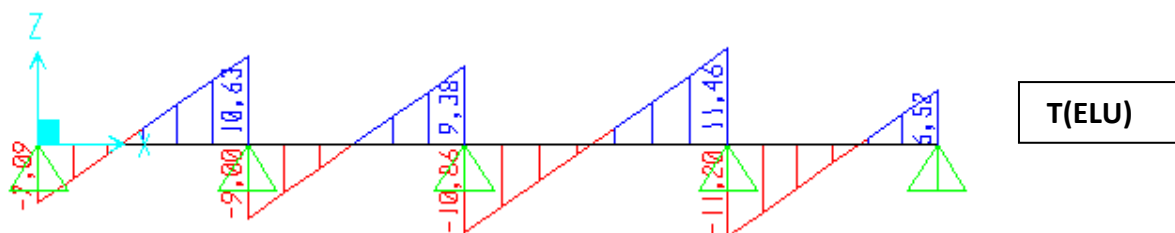
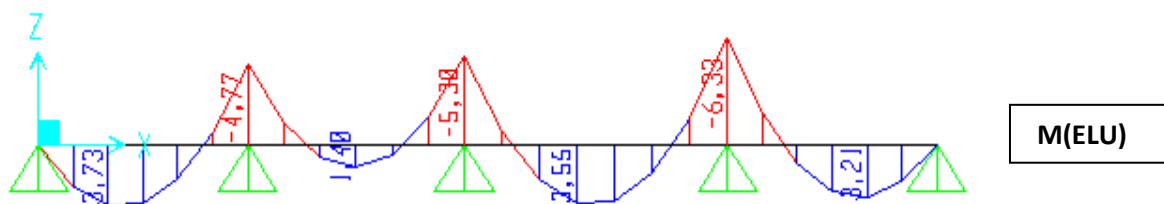
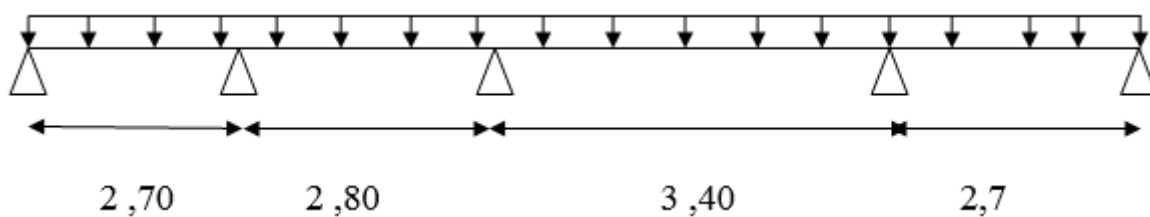
• **Type 1 : Poutrelles à 4 travées**

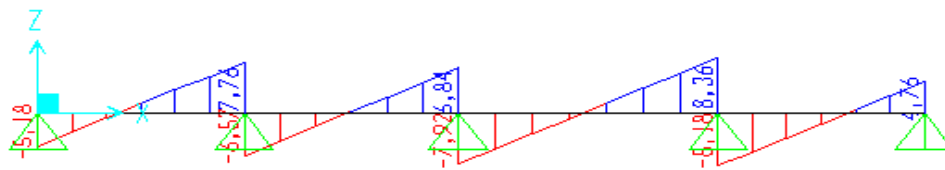




•Type 2 : Poutrelles à 4 travées

G, Q

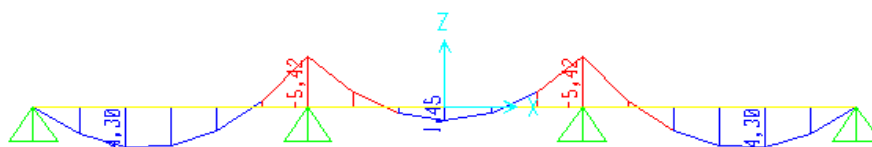
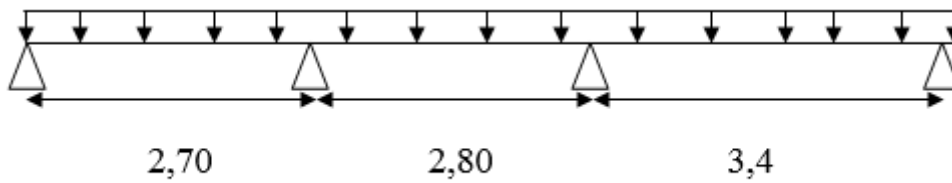




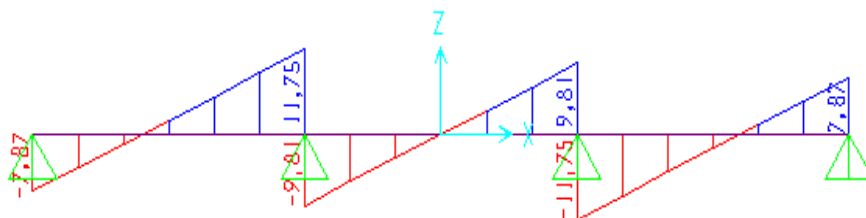
T(ELS)

•Type 3 : Poutrelles à 3travées

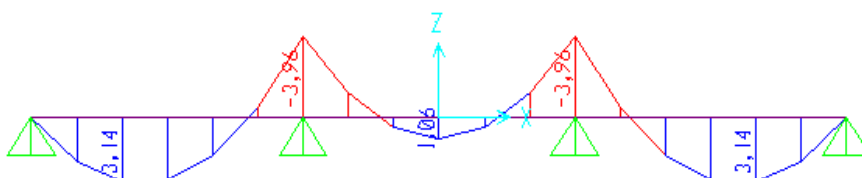
G, Q



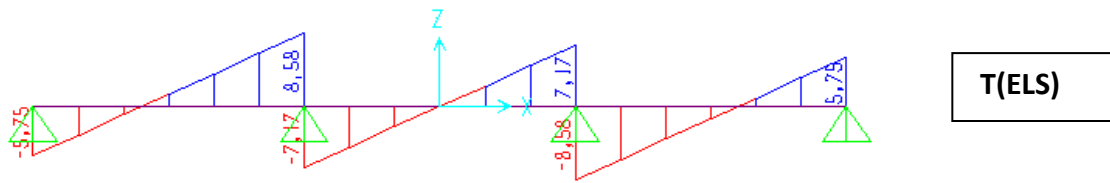
M(ELU)



T(ELU)



M(ELS)



❖ a.5.1 Calcul de ferrailage : • Type 1 : Poutrelles à 4 travées

Le calcul se fait à ELU en flexion simple

- les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

➤ **ELU :**

$$M_{tu}^{max} = 6,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{au}^{max} = 7,15 \text{ KN.m}$$

$$T_u^{max} = 13,22 \text{ KN}$$

- **ferrailage en travée :**

$$h = 21 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; d = 18,9 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ;$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

le calcul des section en forme «Té» s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table

- ✓ si $M_u < M_t$: l'axe neutre est dans la table de compression
- ✓ si $M_u > M_t$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 62,26 \text{ KN}$$

$$M_{tab} = 62,26 \text{ KN} > M_{tu}^{max} = 6,79 \text{ KN.m}$$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à largeur de la table

« b »

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple.

D'après le «SOCOTEC» la section est soumise à la flexion, on aura

$As^{sup}(cm^2)$	$As^{inf}(cm^2)$
0	1,04

- condition de non fragilité :

$$As^{min} = 0,23 db \frac{ft28}{fe} \rightarrow As^{min} = 1,48 cm^2$$

$$As = \max \{ 1,48 cm^2 ; 1,04 cm^2 \} \rightarrow As = 1,48 cm^2$$

Choix : 3 T 10 $\rightarrow As = 2,36 cm^2$

- ferrailage sur appuis :

$$Mau^{max} = 7,15 KN.m$$

$$Mtab = 62,26 KN > Mau^{max} = 7,15 KN.m$$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

$$b_0 = 12 cm, h = 21 cm$$

$As^{sup}(cm^2)$	$As^{inf}(cm^2)$
0	1,16

- condition de non fragilité :

$$As^{min} = 0,23 db \frac{ft28}{fe} \rightarrow As^{min} = 0,27 cm^2$$

$$As = \max \{ 0,27 cm^2 ; 1,16 cm^2 \} \rightarrow As = 1,16 cm^2$$

Choix : 2 T 12 $\rightarrow As = 2.26 cm^2$

- vérification de l'effort tranchant : $Tu^{max} = 13,22 KN$
 $\tau u \leq \bar{\tau} u$

$$\bar{\tau}_u : \min \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = 0,582 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

- **Au voisinage des appuis :**

✓ **Appuis de rive :** $T_u = 9,24 \text{ KN}$

- vérification de la compression de béton [3] :

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 9,24 \text{ KN}$ (appuis de rives)

$$\sigma_b = \frac{9,24 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,452 \text{ MPa} \leq 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

- Vérification des armatures longitudinales [3] :

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,265 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

- ✓ **Appuis intermédiaire :**

- vérification de la compression de béton [3]

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} = \frac{13,22 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,647 \text{ MPa} < 0,667 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

- Vérification des armatures longitudinales [3] :

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{max} - \frac{M_{ua}}{0,9 d}}{\sigma_s} = -0,827 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq 0,827 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

➤ **ELS**

$$M_{tser} = 5,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{aser} = -5,49 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification des contraintes :

✓ Vérification des contraintes des armatures :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures , et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton .

✓ 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 un distance «y » de l'axe neutre :

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à ELS , on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

• Détermination de l'axe neutre :

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

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

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$, $b = 65 \text{ cm}$, $b_0 = 12 \text{ cm}$ (appuis) , $c = c' = 2 \text{ cm}$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} by^2 + 30(A_s + A_s') y - 30(d A' s + c' A_s') = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2 + 15 A_s' (y - c')^2 \end{array} \right\}$$

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

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

Mser(KN.m)		As(cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Vérifier
Travées	5,22	2,36	4	9198,237	2,27	Vérifier
Appuis	5,49	2,26	8	6159,887	7,13	Vérifier

Tableau.2 : vérification de la contrainte de béton

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

✓ Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \frac{h}{l} = 0,0168 \leq 0,062 \dots\dots\dots \text{non vérifier} \\ \bullet \frac{As}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \frac{As}{b_0 d} = 0,0104 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \bullet \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \frac{h}{l} = 0,0168 \geq 5,579 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

Alors :

Puisque une condition non vérifier il est nécessaire de calculer la flèche

La flèche totale : $\Delta ft = fv - ft \leq \bar{f}$ [3]Tel que : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \dots\dots\dots$ si $L \geq 5$ m $\bar{f} = \frac{L}{500} \dots\dots\dots$ si $L < 5$ mDonc : $f = \frac{365}{500} = 0,73$ cm

fi : la flèche due aux charges instantanées.

fv : la flèche due aux charges de longues durée

- Position de l'axe neutre « y1 » :

$$y1 = \frac{bho \frac{ho}{2} + (h - ho)bo \left(\frac{h-ho}{2} + ho \right) + 15Asd}{bho + (h - ho)bo + 15As}$$

$$y1 = 7,195 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène « Io » [3] :

$$I_o = \frac{b}{3}y1^3 + \frac{bo}{3}(h - y1)^3 - \frac{(b-bo)}{3}(y1 - ho)^3 + 15As(d - y1)^2$$

$$I_o = 23257,11 \text{ cm}^4$$

- Calcule des moment d'inertie fictifs [4] :

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_o}{1 + \lambda i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_o}{1 + \lambda v \mu}$$

Avec :

$$\lambda i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{bo}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{pour la déformation instantanée}$$

$$\lambda v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{bo}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{pour la déformation différée}$$

$$\delta = \frac{As}{bod} \dots \dots \dots \text{pourcentage des armatures}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s = contraint de traction dans l'armature correspondant $\sigma_s = \frac{Mser}{As d}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Mser (KN.m)	As (cm ⁴)	Y1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λi	λv	μ	Io (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
5,22	2,36	7,20	0,010	117,02	2,689	1,075	0,541	23257,11	10421,76	14705,03

Tableau.3: Calcul de la flèche

- calcul des modules de déformation :

$$Ei = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$Ev = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

➤ Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10EiI_{fi}} = 0,207 \text{ cm} \quad (L = 3,65 \text{ m})$$

➤ Calcul de la flèche due aux déformations différées:

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10EvI_{fv}} = 0,437 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_t = 0,230 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,73 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifier}$$

• Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24
($f_e = 235 \text{ MPa}$)

○ Selon le CBA99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_o S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tjK}}{0,8 f_e} \quad k=1 \text{ art A 5.1.2.3} \quad \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 1,16 \times 10^{-2} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad \rightarrow S_t \leq 17,01 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_o S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right) \quad \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 2,04 \times 10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

○ RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_o \quad \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \text{ cm} \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l\right) \quad \rightarrow S_t \leq 5,25 \text{ cm} \dots\dots \text{(zone nodale)} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow S_t \leq 10,5 \text{ cm} \dots\dots \text{(zone courante)} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\varphi t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi l; \frac{b_0}{10}\right)$$

φl : Diamètre minimum des armatures longitudinales

φt : min (0,6 cm ; 12cm ; 0,65 cm)

On adopte : $\varphi t = 6 \text{ mm}$

✓ Choix des armatures : $A_t = 2\varphi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0,036 \text{ cm} \rightarrow s_t = 15,55 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} s_t = 5 \text{ cm} \dots\dots \text{(Zone nodale)} \\ s_t = 10 \text{ cm} \dots\dots \text{(Zone courante)} \end{array} \right.$$

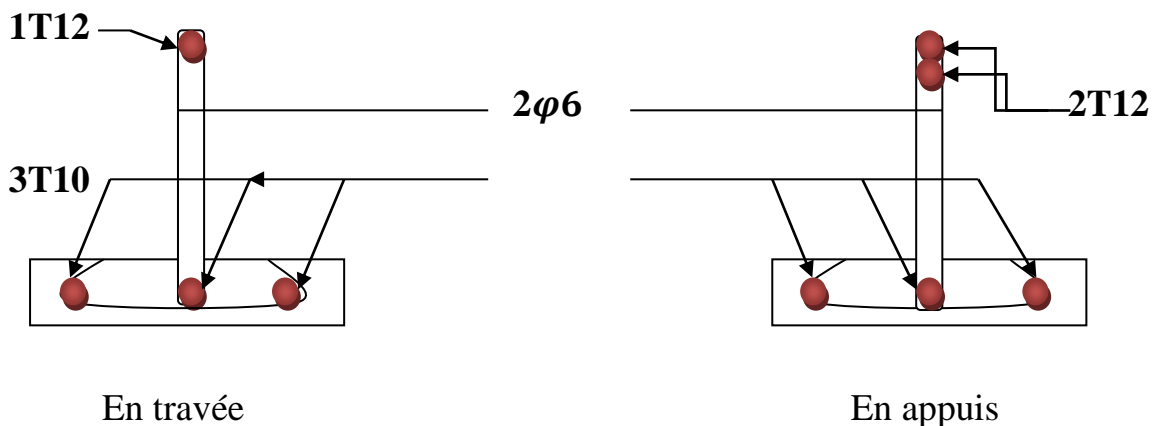


Figure.5. Schéma de ferrailage des poutrelles type 01.

❖ a.5.2 Calcul de ferrailage : • Type 2 : Poutrelles à 4 travées

- les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

➤ ELU :

$$M_{tu}^{max} = 3,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{au}^{max} = 6,33 \text{ KN.m}$$

$$T_u^{max} = 11,46 \text{ KN}$$

- ferrailage en travée :

$$h = 21 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; d = 18,9 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ;$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

le calcul des section en forme «Té» s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 62,26 \text{ KN}$$

$$M_{tab} = 62,26 \text{ KN} > M_{tu}^{max} = 3,73 \text{ KN.m}$$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple.

D'après le «SOCOTEC» la section soumise à la flexion, on aura

$As^{sup} (cm^2)$	$As^{inf} (cm^2)$
0	0,57

• **condition de non fragilité :**

$$As^{min} = 0,23 db \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow As^{min} = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$As = \max \{ 1,48 \text{ cm}^2 ; 0,97 \text{ cm}^2 \} \rightarrow As = 1,48 \text{ cm}^2$$

Choix : 3 T 10 $\rightarrow As = 2,36 \text{ cm}^2$

✓ **ferrailage sur appuis :**

$$M_{au}^{max} = 6,33 \text{ KN.m}$$

$$M_{tab} = 62,26 \text{ KN} > M_{au}^{max} = 6,33 \text{ KN.m}$$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

$$b_0 = 12 \text{ cm} , h = 21 \text{ cm}$$

$As^{sup}(cm^2)$	$As^{inf}(cm^2)$
0	1,02

- condition de non fragilité :

$$As^{min} = 0,23 db \frac{ft28}{fe} \rightarrow As^{min} = 0,27 cm^2$$

$$As = \max \{ 0,27 cm^2 ; 1,02 cm^2 \} \rightarrow As = 1,02 cm^2$$

Choix : 2 T 12 \rightarrow $As = 2,26 cm^2$

- vérification de l'effort tranchant : $Tu^{max} = 11,46 KN$

$$\tau u \leq \bar{\tau} u$$

$$\bar{\tau} u : \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{fcj}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\tau u = \frac{Tu^{max}}{b0d} = 0,505 \text{ MPa} < \bar{\tau} u \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

- Au voisinage des appuis :

$$\checkmark \text{ Appuis de rive : } Tu = 7,09 \text{ KN}$$

- - vérification de la compression de béton :

$$\sigma b = \frac{Tu}{0,9 b0d} < 0,4 \frac{fc28}{\gamma b}$$

Avec : $Tu = 7,09 \text{ KN}$ (appuis de rives)

$$\sigma b = \frac{7,09 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,347 \text{ MPa} \leq 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

- ✓ Vérification des armatures longitudinales :

$$As = 2,26 cm^2 \geq \frac{Tu}{\frac{fe}{\gamma s}} = 0,20 cm^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

- ✓ Appuis intermediaire :

- vérification de la compression de béton

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} = \frac{11,46 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,56 \text{ MPa} < 6,67 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifié}$$

✓ Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u \max - \frac{M_{ua}}{0,9 d}}{\sigma_s} = -0,74 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq -0,74 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

➤ ELS

$$M_{t \text{ ser}} = 2,72 \text{ KN.m} \quad M_{a \text{ ser}} = 4,62 \text{ KN.m}$$

$M_{\text{ser}} \text{ (KN.m)}$		$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$Y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	Vérifier
Travées	2,72	2,36	4	9220,338	1,18	Vérifier
Appuis	4,62	2,26	8	6160	6	Vérifier

Tableau.4: vérification de la contrainte de béton.

❖ Vérification des contraintes :**✓ 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 un distance «y » de l'axe neutre :

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à ELS , on doit vérifier

$$\text{que : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \frac{h}{l} = 0,018 \leq 0,062 \dots\dots\dots \text{Non vérifier} \\ \bullet \frac{As}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \frac{As}{b_0 d} = 0,0104 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \bullet \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \frac{h}{l} = 0,018 \geq 3,376 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

Alors :

Puisque une condition non vérifier il est nécessaire de calculer la flèche

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

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

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

$$\text{Donc} \quad f = \frac{365}{500} = 0,73$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Mser (KN.m)	As (cm ²)	Y1 (cm)	δ	σs (MPa)	λi	λv	μ	Io (cm ⁴)	Ifi (cm ⁴)	Ifv (cm ⁴)
2,72	2,36	7,20	0,010	60,981	4,11	1,64	0,190	23257,11	14365,108	17731,861

Tableau.5: Calcul de la flèche

➤ **Calcul de la flèche due à la déformation instantanée :**

$$f_i = \frac{M_{ser} I^2}{10 E i I_{fi}} = 0,078 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} I^2}{10 E v I_{fv}} = 0,18 \text{ cm}$$

$$\Delta ft = fv - ft = 0,11 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,73 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifier}$$

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

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24

($f_e = 235 \text{ MPa}$)

- **Selon le CBA99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{boSt} \geq \frac{\tau u - 0,3 f_{tjK}}{0,8 f_e} \quad k=1 \quad \rightarrow \quad \frac{A_t}{St} \geq 1,66 \times 10^{-2} \text{ cm} \\ \bullet St \leq \text{Min}(0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad \rightarrow \quad St \leq 17,01 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{bo St} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \quad \rightarrow \quad \frac{A_t}{St} \geq 2,04 \times 10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **RPA99 version 2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{St} \geq 0,003bo \quad \rightarrow \quad \frac{A_t}{St} \geq 0,036 \text{ cm} \\ St \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi l \right) \quad \rightarrow \quad St \leq 5,25 \text{ cm (zone nodale)} \\ St \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \quad St \leq 10,5 \text{ cm (zone courante)} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi l \leq \text{min} \left(\frac{h}{35} ; \phi l ; \frac{bo}{10} \right)$$

ϕl : Diamètre minimum des armatures longitudinales

ϕl : min (0,6 cm ; 12cm ; 0,65 cm)

On adopte : $\phi l = 6 \text{ mm}$

✓ **Choix des armatures : $A_t = 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$**

$$\frac{A_t}{St} \geq 0,036 \text{ cm} \rightarrow St = 15,55 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} St = 5 \text{ cm} \dots\dots \text{(Zone nodale)} \\ St = 10 \text{ cm} \dots\dots \text{(Zone courante)} \end{array} \right.$$

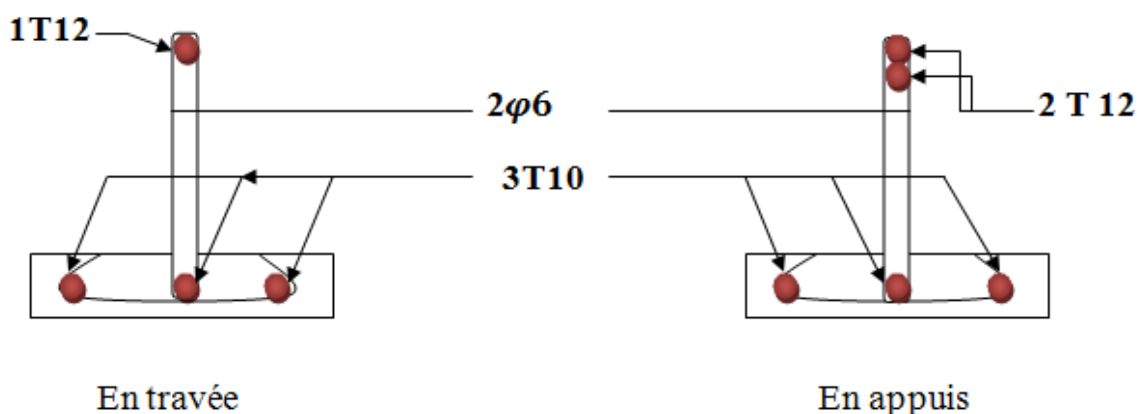


Figure.6. Schéma de ferrailage des poutrelles type 02

❖ **a.5.3 Calcul de ferrailage : • Type 3: Poutrelles à 3 travées**

- les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

➤ **ELU :**

$$M_{tu \max} = 4.30 \text{ kN.m}$$

$$M_{au \max} = 5.42 \text{ kN.m}$$

$$T_u \max = 11,75 \text{ kN}$$

➤ **ELS**

$$M_{t \text{ ser}} = 3.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 3.96 \text{ KN.m}$$

- ferrailage en travée :

$$h = 21 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; d = 18,9 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ;$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Le calcul de la section en forme «Té» s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 62,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{tab} = 62,26 \text{ KN} > M_{tu} = 4.30 \text{ KN.m}$$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple.

D'après le «SOCOTEC» la section soumise à la flexion, on aura

$As^{sup}(cm^2)$	$As^{inf}(cm^2)$
0	0,66

- **condition de non fragilité :**

$$As^{min} = 0,23 db \frac{ft28}{fe} \rightarrow As^{min} = 1,48 cm^2$$

$$As = \max \{ 1,48 cm^2 ; 0,66 cm^2 \} \rightarrow As = 1,48 cm^2$$

Choix : 3 T 10 $\rightarrow As = 2,36 cm^2$

-ferraillage sur appuis :

$$Mau^{max} = 5.42 \text{ kN.m}$$

$$Mtab = 62,26 \text{ kN} > Mau^{max} = 5.42 \text{ kN.m}$$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

$$b_0 = 12 \text{ cm}, \quad h = 21 \text{ cm}$$

$As^{sup}(cm^2)$	$As^{inf}(cm^2)$
0	0.87

- **condition de non fragilité :**

$$As^{min} = 0,23 db \frac{ft28}{fe} \rightarrow As^{min} = 0,27 cm^2$$

$$As = \max \{ 0,27 cm^2 ; 0,87 cm^2 \} \rightarrow As = 0,87 cm^2$$

Choix : 2 T 12 $\rightarrow As = 2,26 cm^2$

❖ **vérification**

- **effort tranchant : $Tu \text{ max} = 11,75 \text{ kN}$**

$$\tau u \leq \bar{\tau} u$$

$$\bar{\tau} u : \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{fcj}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \text{fissuration peu Nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = 0,518 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

• **Au voisinage des appuis :**

✓ **Appuis de rive :** $T_u = 7,87 \text{ kN}$

- vérification de la compression de béton :

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 7,87 \text{ kN}$ (appuis de rives)

$$\sigma_b = \frac{7,87 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,385 \text{ MPa} \leq 6,67 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

-Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

✓ **Appuis intermédiaires :**

- vérification de la compression de béton

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} = \frac{11,75 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,57 \text{ MPa} < 6,67 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifié}$$

-Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u - \frac{M_{ua}}{0,9 d}}{\sigma_s} = -0,74 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq -0,74 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

✓ **Vérification des contraintes des armatures :**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton

✓ **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 un distance «y » de l'axe neutre :

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Mser (kN.m)		As(cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
Travée	3.14	2.36	4	9167.88	1.37	Verifier
Appuis	3.96	2.26	8	6163.42	5.14	verifier

Tableau.6: vérification de la contrainte de béton

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \frac{h}{l} = 0,023 \leq 0,062 \dots\dots\dots \text{non vérifier} \\ \bullet \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \frac{A_s}{b_0 d} = 0,0104 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \bullet \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \frac{h}{l} = 0,0168 \geq 3,376 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

Alors :

Puisque une condition non vérifier il est nécessaire de calculer la flèche

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

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

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

Donc :
$$f = \frac{365}{500} = 0,73 \text{ cm}$$

f_i : la flèche due aux charges instantanées.

f_v : la flèche due aux charges de longues durée

Mser (KN.m)	As (cm ²)	Y1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	Io (cm ⁴)	Ifi (cm ⁴)	Ifv (cm ⁴)
3.14	2,36	7,20	0,010	70.40	4,11	1,64	0,252	23257,11	12566.96	16456.123

Tableau.7: Calcul de la flèche

➤ **Calcul de la flèche due à la déformation instantanée :**

$$f_i = \frac{M_{ser} I^2}{10 E i I_{fi}} = 0,103 \text{ cm (L=3.65)}$$

➤ **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} I^2}{10 E v I_{fv}} = 0,234 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_t = 0,337 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,62 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifier}$$

○ **Selon le CBA99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b o S_t} \geq \frac{\tau u - 0,3 f_{tjK}}{0,8 f_e} \quad k=1 \quad \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 1,66 \times 10^{-2} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad \rightarrow S_t \leq 17,01 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b o S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \quad \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 2,04 \times 10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

○ **RPA99version 2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_o \quad \rightarrow \quad \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \text{ cm} \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) \quad \rightarrow S_t \leq 5,25 \text{ cm (zone nodal)} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \quad S_t \leq 10,5 \text{ cm (zone nodale)} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_o}{10} \right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales

ϕ_t : min (0,6 cm ; 1,2cm ; 0,65 cm)

On adopte : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

✓ **Choix des armatures : $A_t = 2\phi_6 = 0,56 \text{ cm}^2$**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15,55 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5 \text{ cm} \dots\dots \text{(Zone nodale)} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots \text{(Zone courante)} \end{array} \right.$$

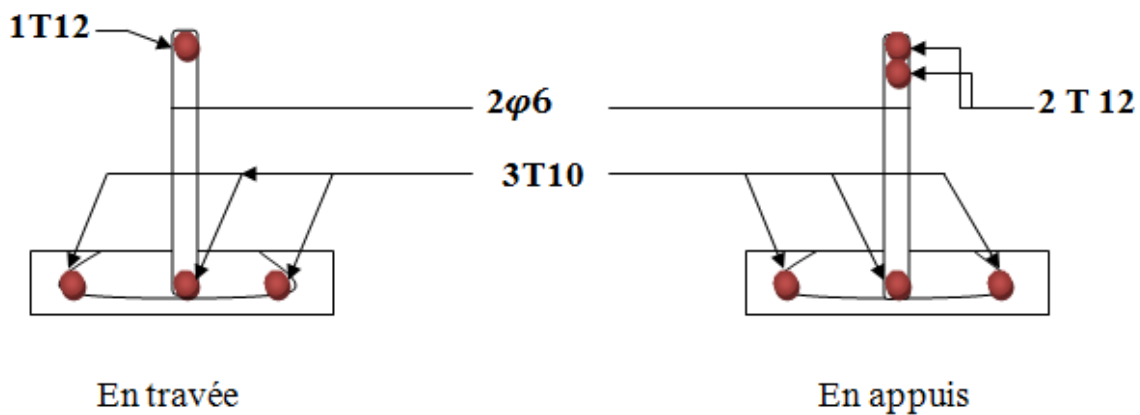


Figure .7. Schéma de ferrailage des poutrelles type 03

Donc finalement c'est le même ferrailage pour les 4 types

B- Ferrailage de la Table de Compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser:

-20cm: Dans le sens parallèle aux poutrelles.

-30cm: Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\begin{cases} \text{Si : } 50 \leq L \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A1 = \frac{4L}{fe} \\ \text{Si : } L \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A2 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec:

L1: Distance entre axes des poutrelles

A1: Armatures perpendiculaires aux poutrelles

A2: Armatures parallèles aux poutrelles

Tel que :

L= 0,65 m ; Fe = 235 MPa (acier rond lisse)

Donc on obtient : $A1 = \frac{4 \times 650}{235} = 1,11 \text{ cm}^2$

On prend : **6T6 = 1,18 cm²**

$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

- Armatures de répartition :

$$A2 = \frac{A1}{2} = 0,56 \text{ cm}^2$$

•Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension

Des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

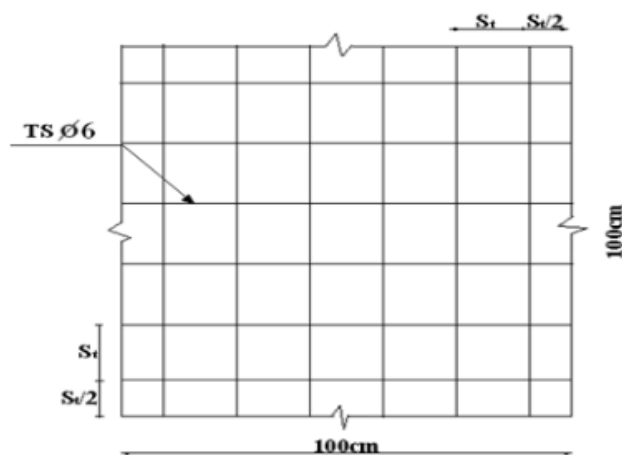


Figure. 9. ferrailage de la dalle de compression

2.2. Plancher en dalle pleine :

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis.

Les dalles pleines de notre structure sont démontrées dans la figure ci-dessous :

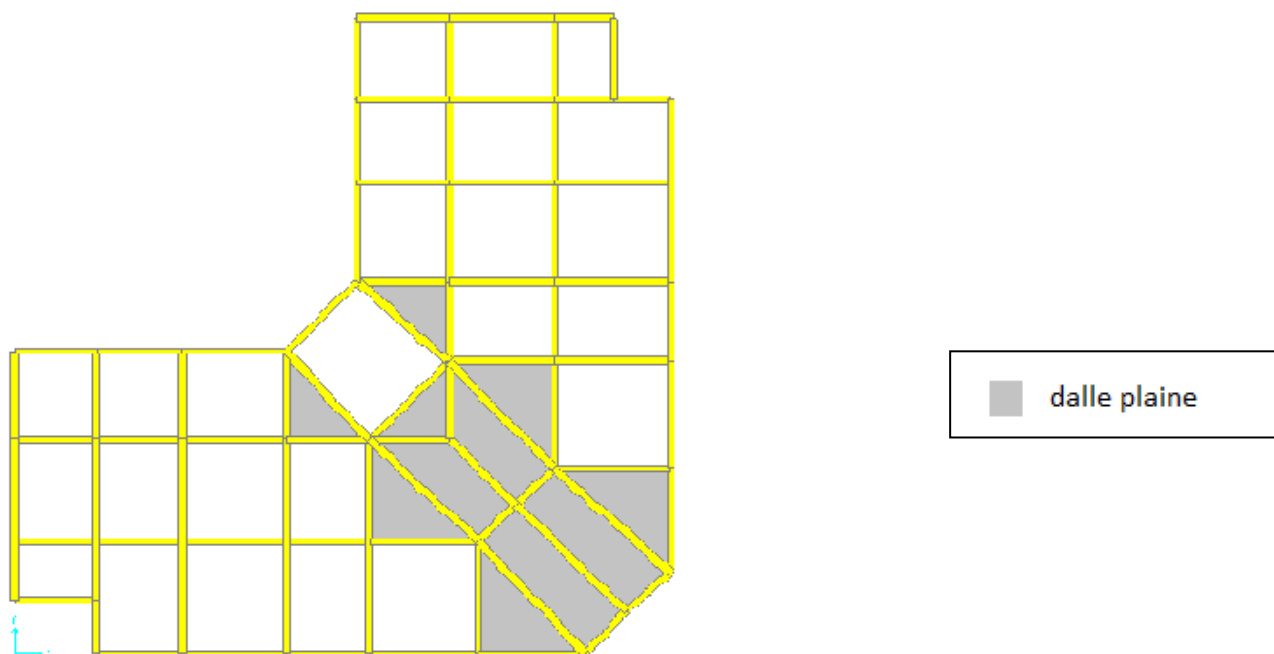


Figure.10 les dalle pleine.

Après les calculs en a trouvé que le panneau le plus sollicité est un panneau triangulaire

- Dalle pleine triangulaire

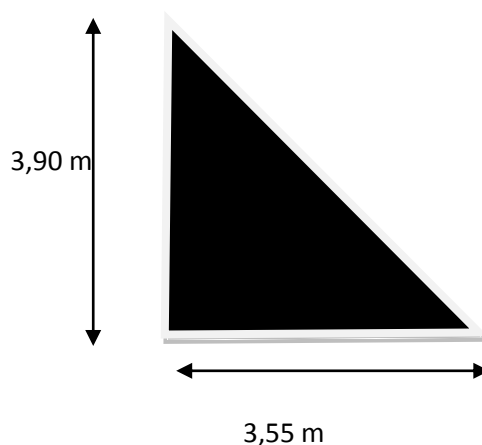


Figure. 11. Dimensions d'une dalle plein

a .Evaluation des charges :

Plancher	G (KN/m)	Q (KN/m)	ELU (KN/m)	ELS(KN/m)
Terrasse	7,33	1	11,395	8,33

Tableau.10: Evaluation des charges

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{355}{390} = 0,9 > 0,4 \quad \text{tel que} \quad 0,4 \leq \alpha \leq 1$$

La dalle travaille dans les deux sens.

b. Calcul des moments :

- Dans le sens de la petite portée: $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ et dev.

v: Coefficient de poisson

$$\left\{ \begin{array}{l} 0 \text{ à ELU} \\ 0,2 \text{ à ELS} \end{array} \right.$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "

$$\rho = 0,9 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0466 \\ \mu_y = 0,7635 \end{array} \right.$$

$$M_x = 6,7 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 5,109 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments en travées:**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 5,7 \text{ KN}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 4,34 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = -0,5 \times 6,7 = -3,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 \times 6,7 = -3,35 \text{ KN.m}$$

c. Ferrailage de la dalle :

$b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $c=c'=1\text{cm}$; $d=13,5\text{ cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$;

$f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

D'après SOCOTEC :

	Mu (KN.m)		AScal (cm^2)	Choix	Asadp	Esp (cm)
Travée	x-x	5,7	1,21	4T12	4,52	25
	y-y	- 4,34	0,92	4 T12	4,52	25
Appuis	x-xy-y	3,35	0,71	4 T10	3,14	25

Tableau.11: Ferrailage de la dalle pleine

d. Condition de non fragilité [3]:

- appuis et travées

$$\rho_0 = \frac{0.8}{1000} \quad \alpha = 0.9$$

$$A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} b \times h = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq \rho_0 b \times h = 1,2 \text{ cm}^2$$

- **Travée :**

- Sens x-x : $A_x = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_s^{min} = 1,26 \text{ cm}^2$vérifiée
- Sens y-y : $A_y = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_s^{min} = 1,2 \text{ cm}^2$vérifiée

- **appuis :**

- Sens x-x : $A_x = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_s^{min} = 1,26 \text{ cm}^2$vérifiée
- Sens y-y : $A_y = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_s^{min} = 1,2 \text{ cm}^2$vérifiée

e. Espacement:

- **Travées :**

$$\text{Sens x x : } \text{esp} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \text{vérifier}$$

$$\text{sens y y : } \text{esp} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \text{Min} (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \text{vérifier}$$

- **Appuis :**

$$\text{Sens x x : } \text{esp} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \text{vérifier}$$

$$\text{sens y y : } \text{esp} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \text{Min} (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \text{vérifier}$$

f. Calcul des armatures transversales [3]:

$$\tau u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} < \bar{\tau} u = 0.05 f_{c28}.$$

$$T_u^{max} = \frac{qu \cdot Lx \cdot ly}{2 \cdot Lx + ly} = \frac{11,395 \times 3,55 \times 3,90}{2 \times 3,55 + 3,90} = 14,34 \text{ KN}$$

$\tau u = 0.106 \text{ Mpa} < \bar{\tau} u = 1.25 \text{ MPa}$ condition vérifier

g. Vérification à l'ELS [3]:

➤ **Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$M_x = 4,9 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 3,73 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments en travées:**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 4,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 3,17 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = -0,5 \times 6,7 = -2,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 \times 6,7 = -2,45 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes:**

D'après le "BAEL91 modifié 99" [3] on doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right) = 201,6 \text{ MPa} \end{cases}$$

y : position de l'axe neutre, déterminée par l'équation suivante :

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

I : moment d'inertie, donné par :

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

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$	
Travées	x-x	4,2	4,52	3	7875	1,6	vérifié	14,7	vérifié
	y-y	3,2	4,42	3	7868,85	1,22	vérifié	11,2	vérifié
Appuis	x-x	2,4	3,14	3	6545,45	1,1	vérifié	9,15	vérifié
	y-y	2,4	3,14	3	6546,45	1,1	vérifié	9,15	vérifié

Tableau.12: Vérification des contraintes à l'ELS

✓ Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{Lx} \geq \frac{Mt}{20 Mx} \implies \frac{150}{3550} = 0,042 \geq \frac{4,2}{20 \times 4,9} = 0,042 \dots \dots \dots \text{Vérifier} \\ \frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{27} \implies \frac{1}{35} \geq \frac{150}{3550} = 0,042 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots \dots \dots \text{vérifier} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \implies 3,01 \times 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

- les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

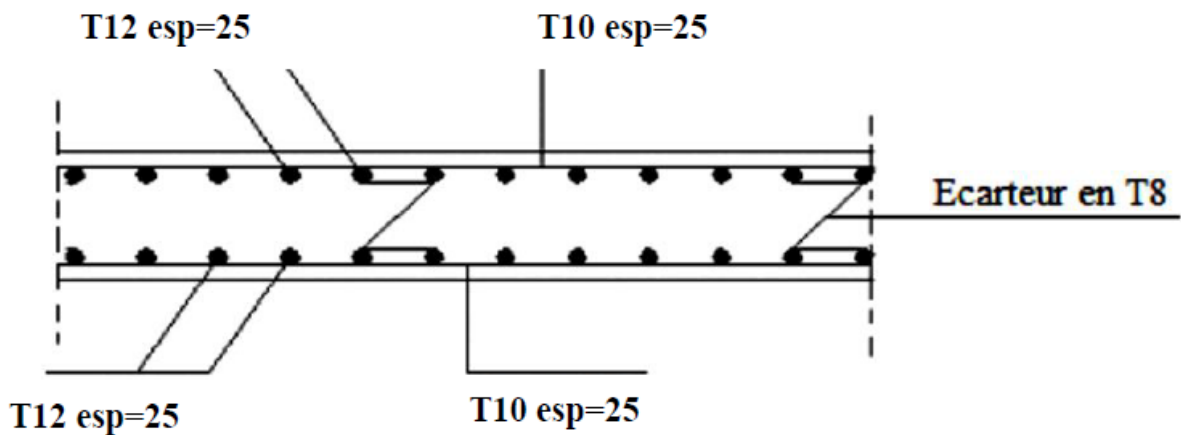


Figure.12. Ferrailage de la dalle pleine triangulaire.

3. a. Etude des escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Dans notre structure il y en un seul type : à 02 volées

3.1. Définition Des Eléments D'un Escalier:

- **La volée** : c'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- **Le palier** : c'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- **La paillasse** : c'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- **Le jour** : c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- **La marche** : c'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- **La contre marche** : c'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- **L'emmarchement** : c'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier

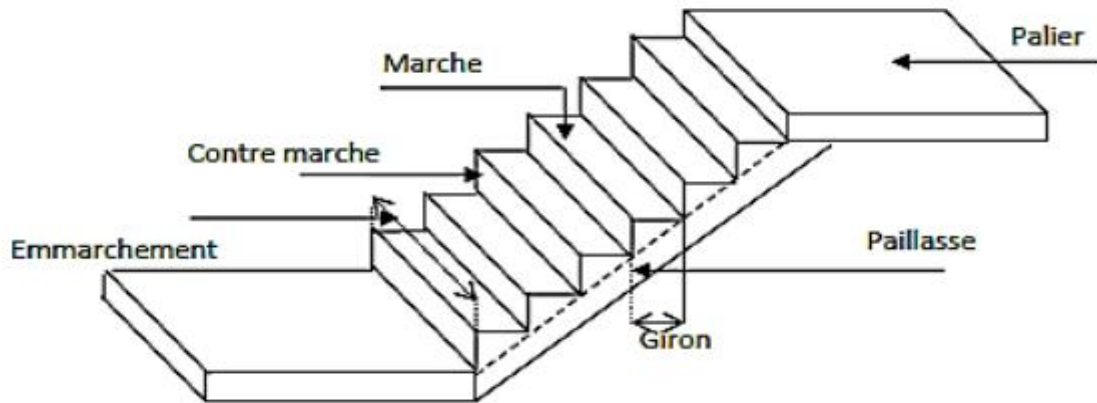


Figure.13. Les différents composants d'un escalier

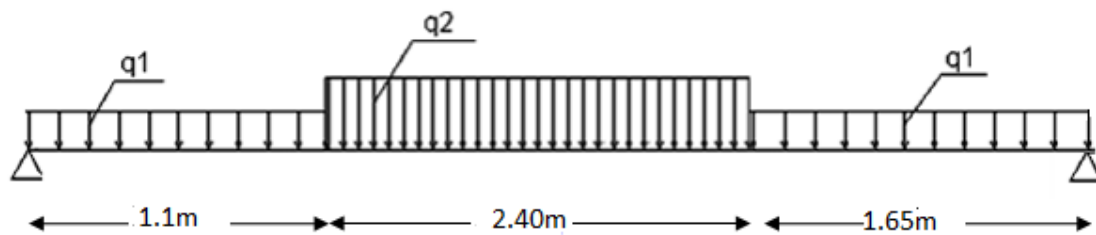


Figure.14. Schéma statique de l'escalier

Pour une réalisation idéale et confortable, on doit avoir $2h+g=64$

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

$$2h+g=64 \dots \dots \dots (1)$$

$$n \times h = H \dots \dots \dots (2)$$

$$(n-1) g = L \dots \dots \dots (3)$$

Avec :

-n : Le nombre de contre marche

-(n-1) : Le nombre de marche

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

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

Avec :

n : La racine de l'équation

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

Solution :

$n_1 = 0,53$refusée.

$n_2 = 9$

Donc on prend :

-le nombre de contre marche n=9

-le nombre de marchen-1=8

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm} \rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

•Vérification de l'équation de « BLONDEL »

$$\left[\begin{array}{l} (59 \leq (g+2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \left[\begin{array}{l} 2h+g=64 \text{ cm} \\ h=17 \text{ cm} \\ g=30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

•Détermination de l'épaisseur de la paillasse

L'épaisseur de la paillasse et du palier est fonction de la longueur L (entre appui)

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow 18.66 \leq e \leq 28 \text{ cm}$$

Avec :

$$L = \sqrt{l^2 + H^2} + 1.10 + 1.65 = 5.60 \text{ m}$$

On choisit e palier = **e** paillasse = 20 cm

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse pour faciliter le coffrage

• **Angle d'inclinaison de la paillasse:**

$$\text{tang } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,53}{2,40} = \alpha = 32,52^\circ$$

➤ **Evaluation des charges :**

1 - palier

▪ **Charges permanentes:**

N°	Composantes	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Poids propre se la dalle	0,2	25	5,00
2	Carrelage	0,02	22	0,44
3	Lite de sable	0,02	18	0,36
4	Mortier de pose	0,02	20	0,40
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			∑	6,56

Tableau.13 : Charges Permanentes du Palier

• **Charge d'exploitation Q1=2,50kN/m²**

2-Paillasse

▪ **Charges permanentes:**

N°	Composantes	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Poids propre de la paillasse	0.2/cos32.52	25	5.925
2	Poids propre de la marche	0,17/2	25	2.13
3	Carrelage	0,02	22	0.44
4	Garde-corps	-	-	1
5	Mortier de pose	0,02	20	0.40
6	Enduit en ciment	0,02	18	0.36
			∑	10.25

Tableau.14: Charges Permanentes du Paillasse

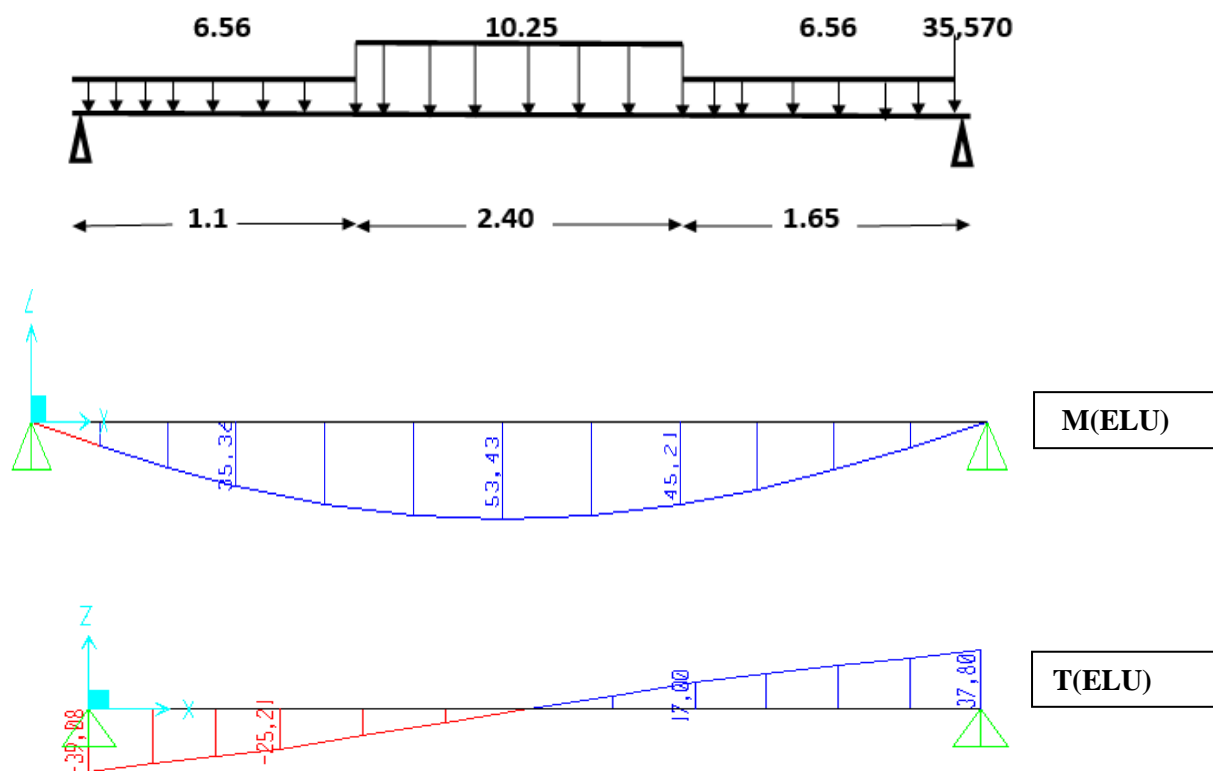
- Charge d'exploitation $Q_2=2,50\text{kN/m}^2$
- Combinaison des charges :

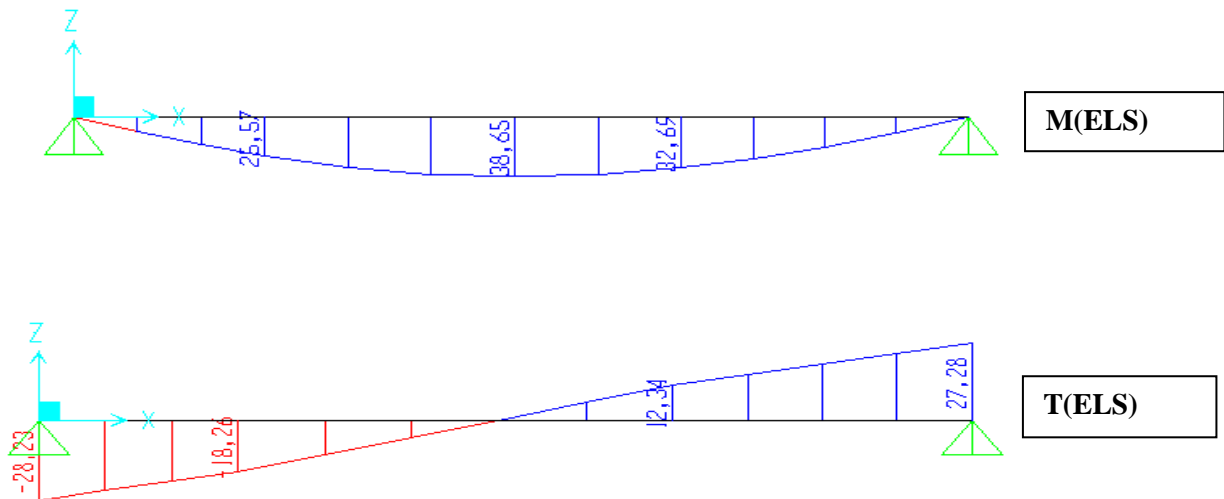
position	G KN/ml	Q KN/ml	ELU	ELS
			KN/ml	KN/ml
Palier q1	6.56	2.5	12.61	9.06
Paillasse q2	10.25	2.5	17.58	12.75

Tableau.15: Charges à l'ELU et l'ELS.

• Poids du mur : $G = ((3,06-0,45) * 4,85 * 2,81) = 35,570 \text{ kN}$

❖ Diagramme des efforts internes





A-Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que: b=100cm; h=20cm

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de
1m de largeur

$h = 20 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$M^{max} = 53.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu}^{max} = 0.85 \times M^{max} = 45.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{au}^{max} = 0.50 \times M^{max} = 26.715 \text{ KN.m}$$

	Mu (kNm)	A's (cm²)	Ascal (cm²)	choix	ASadp (cm²)
Travées	45,41	0	7.67	5T14	7.70
Appuis	26.715	0	4.4	4T12	4.52

Tableau.16 : Ferrailage de l'escalier

➤ Espacement:

- En travée $esp \leq \frac{100}{5} = 20\text{cm}$

On prend : $esp=20\text{cm}$

- Sur appui $esp \leq \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

➤ **Armatures de répartition :**

$$\text{En travée } \frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,92.\text{cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 3,85\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix est de 5T10=3,93cm² avec $S_t=20\text{cm}$.

$$\text{Sur appui } \frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,13.\text{cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 2,266\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix est de 4T10=3,14cm² avec $S_t=25\text{cm}$

➤ **Vérifications:**

• **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17\text{cm}^2$$

En travée : $A_s = 7,7\text{cm}^2 > A_s^{min} = 2,17\text{cm}^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 4,52\text{cm}^2 > A_s^{min} = 2,17\text{cm}^2$ vérifiée

- **vérification de l'effort tranchant :** $Tu^{max} = 39.08 \text{ KN}$

$$\tau u \leq \bar{\tau} u$$

$$\bar{\tau} u : \min \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration peu Nuisible}$$

$$\tau u = \frac{Tu^{max}}{b \cdot d} = 0.216 \text{ MPa} < \bar{\tau} u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

➤ **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.

- Si $Tu^{max} - \frac{Mu}{0,9d} < 0 \implies$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.
- Si $Tu^{max} - \frac{Mu}{0,9d} > 0 \implies$ il faut satisfaire la condition suivante :

$$As = \frac{Tu^{max} - \frac{Mu}{0,9d}}{\sigma_s}$$

$$Tu^{max} - \frac{Mu}{0,9d} = 39,08 \times 10^3 - \frac{26,715 \times 10^6}{0,9 \times 180} = -125827,40 < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

➤ **Vérification des armatures transversales**

$$\tau_u = \frac{Tu^{max}}{b_0 d} = 0,216 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

❖ **Vérification à 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 :

✓ **Position de l'axe neutre :**

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

✓ **le moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2 + 15 A_s' (y - c')^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2,1 \text{ cm} ; d=18 \text{ cm} ; b=100 \text{ cm} ; A_s' = 0$$

on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

	$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$Y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	Vérifier
Travées	32.852	7.7	5	21843.085	7.52	Vérifier
Appuis	19.325	4.52	84	14261.99	5.42	Vérifier

Tableau.17 : Vérification de la contrainte de béton

✓ **Vérification de la flèche :**

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \frac{18}{515} = 0,034 < 0,062$ non vérifié
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{7,7}{100 \cdot 18} = 0,0042 \leq 0,0084$ vérifier
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_o} \frac{h}{l} = 0,034 < \frac{1}{10}$ non vérifier

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

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \end{cases}$$

• **Moment d'inertie de la section totale homogène « Io » :**

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

$$I_o = 7405.67 \text{ cm}^4$$

- Calcule des moments d'inertie fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_o}{1 + \lambda i \mu}; \quad I_{fv} = \frac{I_o}{1 + \lambda v \mu}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \lambda i = \frac{0,05 f t 28}{\delta (2 + 3 \frac{b o}{b})} \delta = \frac{A_s}{b o d} \\ \bullet \lambda v = \frac{0,02 f t 28}{\delta (2 + 3 \frac{b o}{b})} \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right. \quad \mu = 1 - \frac{1,75 f t 28}{4 \delta \sigma_s + f t 28}$$

$$E_i = 11000 (f c 28)^{\frac{1}{3}} = 32164,20 \text{ MPa} \quad ; \quad E_v = 3700 (f c 28)^{\frac{1}{3}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

- Les résultats sont récapitulés dans ce tableau:

Mser (KN.m)	As (cm ²)	δ	σs (MPa)	λi	λv	μ	Io (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
32.852	7.7	0,0042	237,03	5	2	0.395	7405.67	27383.037	45510.914

Tableau.18: Vérification de la flèche de l'escalier.

$$f_i = \frac{M_{ser} I^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,98 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} I^2}{10 E_v I_{fv}} = 1.7 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_t = 1.7 - 0.98 = 0.72 \text{ cm} < \bar{f} = 1.06 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifie}$$

$$\text{Tel que : } \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0,5 + \frac{560}{1000} = 1.06 \text{ cm}$$

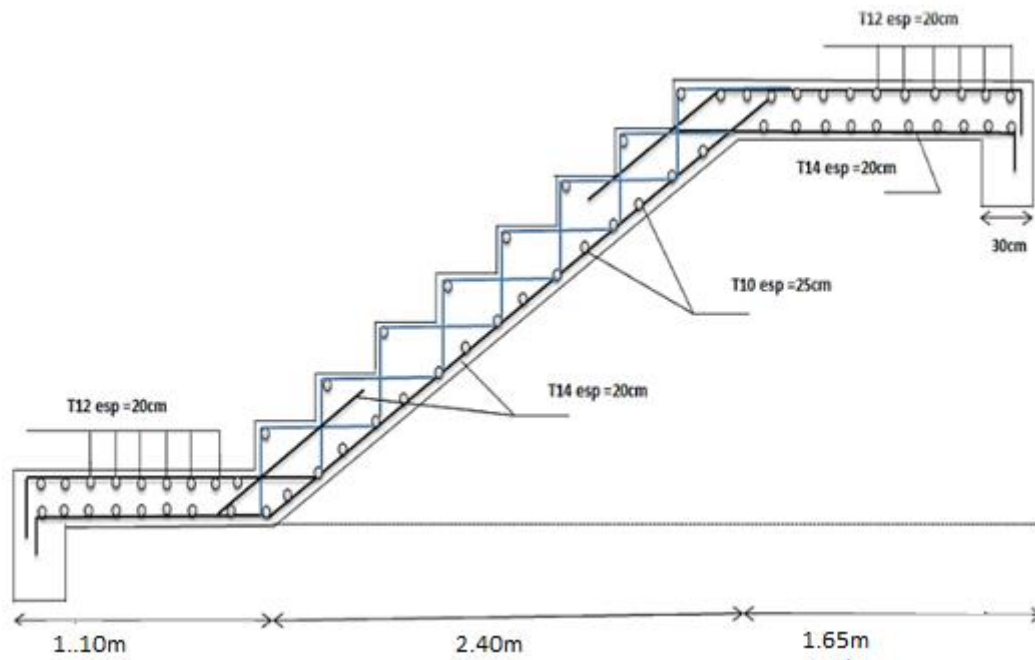


Figure.16. Schéma de ferrailage d'escalier.

3. b .Etude de la Poutre Palière

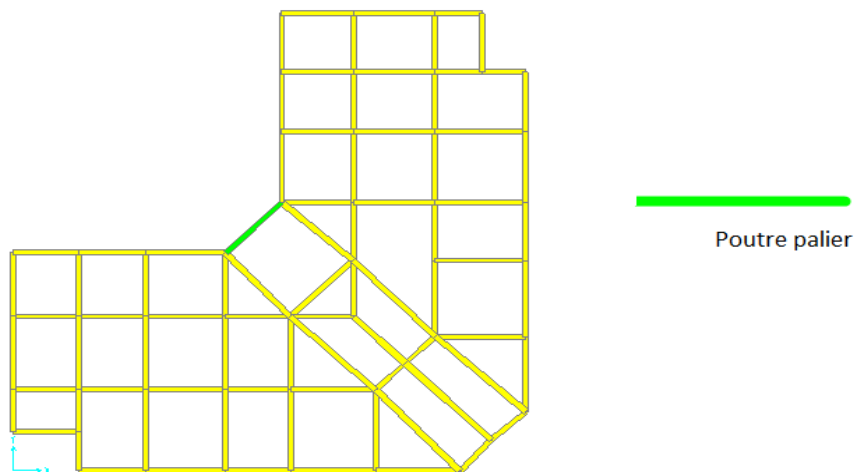


Figure.17. La poutre palière.

- **Dimensionnement :**

- **Selon les règles BAEL91**

On a : $L_{\max} = 3,40 \text{ m}$ « entre nus d'appuis »

$$\diamond \frac{3,40}{15} \leq h \leq \frac{3,40}{10} \implies 22,66 \leq h \leq 34 \quad \text{Soit : } \mathbf{h = 30 \text{ cm}}$$

$$\diamond 0,3 * 30 \leq b \leq 0,7 * 30 \implies 9 \leq b \leq 21 \quad \text{Soit : } \mathbf{b = 25 \text{ cm}}$$

✓ On choisit une poutre de : $(\mathbf{b * h}) = (25 * 30) \text{ cm}^2$

- **Selon RPA 99 version 2003**

✓ $b = 25 \geq 20 \text{ cm}$

✓ $h = 30 \geq 30 \text{ cm}$

✓ $\frac{h}{b} = 1,2 \leq 4,0$ Les trois conditions sont vérifiées

- **Condition de rigidities :**

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{340} = 0,088 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots \text{ok}$$

- **Ferraillage de la poutre palier :**

- Les Combinaisons de Charges

➤ Combinaisons exigées par le "CBA 93":

- E.L.U: $1.35 G + 1.5 Q$

- E.L.S: $G + Q$

➤ Combinaisons exigées par le « **RPA 99 version 2003** » :

- $G + Q \pm E$

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique

- **Calcul du ferrailage:**

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel SAP 2000.

Le tableau suivant regroupe tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures

Calculées par le logiciel (SOCOTEC)

pour la poutre palier sous les différentes combinaisons de charge

Remarque :

La poutre de notre structure sera calculée à la flexion simple (F.S.).

Tel que :

A_s : représente les armatures de la fibre inférieure.

A'_s : représente les armatures de la fibre supérieure.

✓ **Poutre palier (25 *30) :**

Etage	Section (cm^2)	Position	1,35G+1,5Q			G +Q ±E			A _s RPA min
			M^{max} (kNm)	A _s (cm^2)	A' _s (cm^2)	M^{max} (kNm)	A _s (cm^2)	A' _s (cm^2)	
RDC - 6eme	25 × 30	travée	1,9705	0,21	0	30,12	3,43	0	3,75
		Appui	-4,0365	0	0,43	-34,26	3,94	0	3,75

Tableau.19 :Ferrailage de la Poutre palier 25× 30 (Situation Durable et Accidentelle).

➤ **Choix des armatures :**

Etage	Section (cm ²)	Position	A_s^{max} (Z.C)(cm ²)	A_s^{max} (Z.R)(cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adpt} (cm ²)
RDC - 6eme	25 x 30	travée	30	45	3,75	3,43	3 T14	4,62
		appui				3,94	3 T14	4,62

Tableau.20. Choix des Armatures pour la Poutre palier (25x30).

➤ **Vérifications:****1-Condition de Non Fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec: } f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa}$$

		Section (cm ²)	A_s^{choisi} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Vérification
Poutre palier	appui	25 x 30	4,62	0,81	Vérifier
	travée		4,62		

Tableau.21 : Vérification de la Condition de Non Fragilité.

2-Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (Mser, Nser) puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

Béton [3]

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

Acier [3]

Peu nuisible : Pas de vérification.

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right)$$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_{e}; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6.MPa \end{cases}$$

Le résultat est récapitulé dans le tableau suivant:

	Mser (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
Travées	1,4448	0,4	Vérifier	3,85	Vérifier
Appuis	-2,971	0,82	Vérifier	7,91	Vérifier

Tableau.22: Vérification des Poutres à l'ELS

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$ (Fissuration préjudiciable).

Niv	Section (cm ²)	T _u max (kN)	τ _u (MPa)	τ _u BAEL add (MPa)	Vérification
RDC 6 ^{eme}	25x30	4,654	0,068	2,5	vérifier

Tableau.23 : Vérification de la Contrainte de Cisaillement

➤ Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE400 (f_e=400 MPa).

Selon [3] **BAEL91** :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Selon [1] **RPA99** :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niv	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91 S _t (cm)	Ø _l (mm)	RPA99		S _t ^{adp}		A _t ^{min} (cm ²)	A _t BAEL (cm ²)	Choix
						S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC	ZN (cm)	ZC (cm)			
RDC 6 ^{eme}	30x25	4,654	0,068	24,3	14	15	15	15	15	1,12	0,65	4T8 2,01

Tableau.24: Calcul des Armatures Transversales.

- **Recouvrement des Armatures Longitudinales :**

L_r = 50Ø (zone IIB) : Longueur de recouvrement

- Ø=14mm L_r=70cm

❖ **Vérification de la flèche [3]**

On doit vérifier que :

$$f_{\max} \leq \bar{f} \text{ Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Remarque

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

Exemple qui illustre les étapes de calcul :

➤ **Poutre de palier 25× 30cm²:**

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :

Nom du fichier : sans nom

Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Condition liaison
 Poutre isostatique
 Console

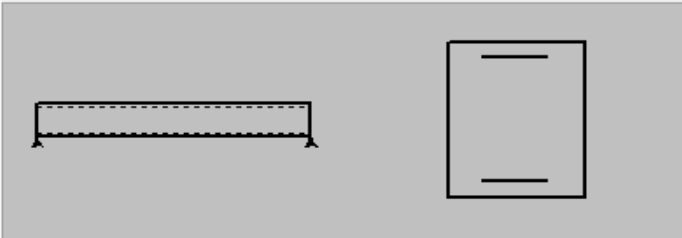
Type section
 Ié
 Rectangle

Efforts : Moments fléchissants
 dû aux charges permanentes gv. mise en place cloisons : M_j kN*m
 dû aux charges permanentes totales : M_g kN*m
 dû aux charges permanentes et charges d'exploitation : M_p kN*m

Matériaux
 Contrainte béton : f_{cj} MPa

Sections d'armatures
 armatures tendues : cm²
 armatures comprimées : cm²

Géométrie
 Portée : l m
 Largeur : b m
 Hauteur : h m
 cdg armatures tend. : c m
 cdg armatures comp. : d' m



○ Résultats :

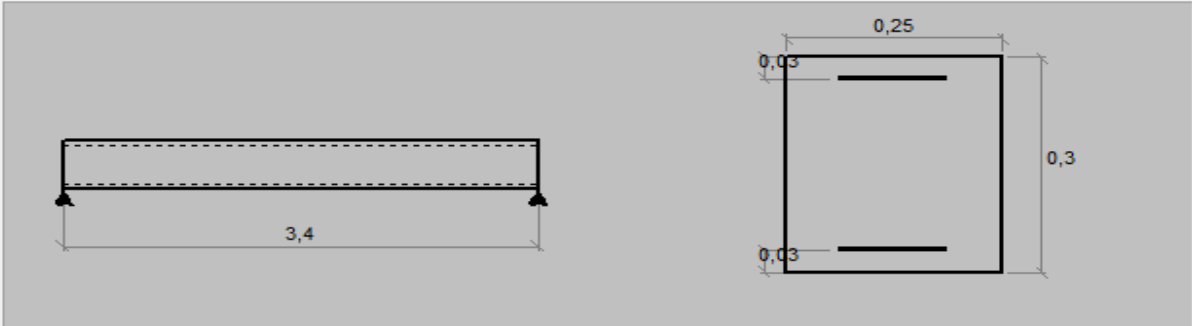
Fichier Edition Options Affichage ?


Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats : Flèches

	calculée	limite
flèche totale : Δf_t	<input type="text" value="0,176"/> mm	<input type="text" value="6,8"/> mm
flèche due aux charges permanentes : f_{gv}	<input type="text" value="0,349"/> mm	
flèche due aux charges totales : f_{gq}	<input type="text" value="0,293"/> mm	

$0,176 \text{ mm} < 6,8 \text{ mm}$



Logiciel développé par 	Fleche Version 1.01.035	23/06/2019
	sans nom	Page 1 / 1

Calcul des flèches pour une poutre isostatique de section rectangulaire

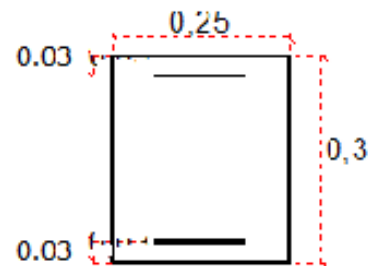
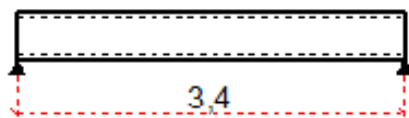
Données saisies :

Portée de la poutre isostatique :	3,4 m
Largeur de la section :	0,25 m
Hauteur de la section :	0,3 m
Position du centre de gravité des armatures tendues :	0,03 m
Position du centre de gravité des armatures comprimées :	0,03 m
Section des armatures tendues :	4,62 cm ²
Section des armatures comprimées :	4,62 cm ²
Contrainte du béton :	25 MPa
Moment dû aux charges permanentes à vant mis en place des cloisons (Mj) :	2,8 kN*m
Moment dû aux charges permanentes totales (Mg) :	2,8 kN*m
Moment dû aux charges permanentes et aux charges d'exploitation (Mp) :	1,44 kN*m

Résultats de calcul

Flèche due aux charges permanentes (fgv) :	0,349 mm
Flèche due aux charges totales (fgt) :	0,233 mm
Flèche totale :	0,176 mm
Flèche totale admissible :	6,8 mm

La vérification de flèche totale est satisfaisante.



❖ Disposition des armatures pour la poutre palière

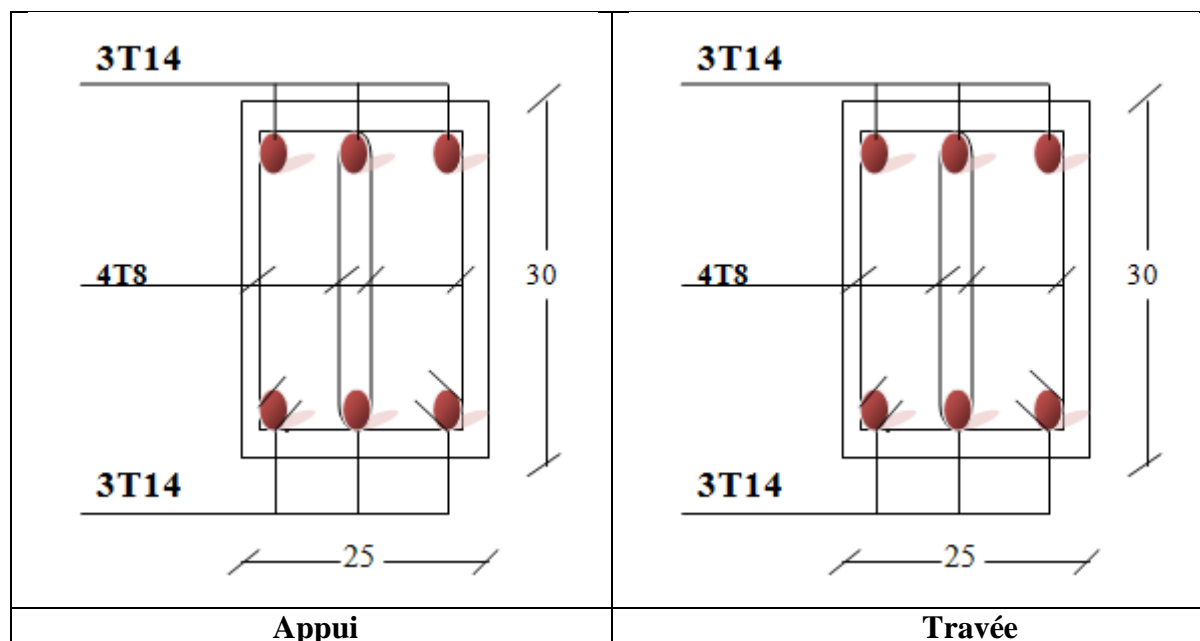


Figure.16. Ferrailage De la poutre palière.

III.4. l'acrotère

- **Définition :**

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse.

Le calcul se fait à la flexion composée pour une bande de 1 m de longueur

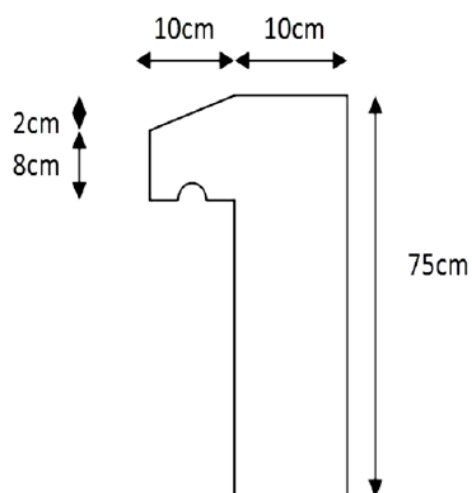


Figure.17.Acrotère

- Calcul Des Charges Sollicitant L'acrotère

A. Charge Permanente et Surcharge D'exploitation

- Evaluation des charges :

a. Charges permanentes :

Le poids propre de l'acrotère pour **1 ml** est de $G_1 = \rho_b \cdot s$

ρ_b : Le poids volumique du béton tel que $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$

S: La surface transversale totale.

$$S = (0.10 \cdot 0.75) + (0.08 \cdot 0.10) + \frac{0.1 \cdot 0.02}{2} = 0.084 \text{ m}^2$$

-Poids propre de l'acrotère : $25 \times 0,084 = 2,1 \text{ kN/ml}$

-Revêtement (enduits au ciment) $18 \times 0,02 \times (0,75 + 0,65 + 0,1 + 0,1 + 0,08) = 0,605 \text{ kN/m}$

G = 2,705 kN/m

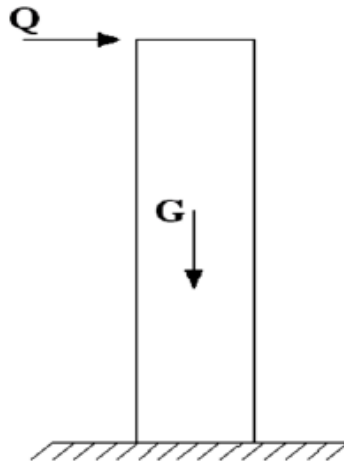


Figure.18.Charges et surcharges agissent sur l'acrotère.

b. Charge d'exploitation :

$$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$$

- Force horizontale d'origine sismique agissant sur l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural verticale ancré à la structure sur lequel agit une force horizontale de calcul $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone $A=0.25$

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

W_p : Poids de l'acrotère = 2,705 kN/ml

$F_p = 4 \times 0,20 \times 0,8 \times 2,705 \rightarrow F_p = 1,73 \text{ kN/ml} > 1,5Q = 1,5 \text{ kN/ml}$.

$Q_h = \max(1,5Q ; F_p) \rightarrow Q_h = 1,73 \text{ kN/ml}$

• **Détermination des efforts :**

ELU :

Effort normal $N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 2,705 = 3,65 \text{ kN}$.

Moment d'encastrement $M_u = 1,5 \times F_p \times h = 1,95 \text{ kN.m}$

Effort tranchant $T_u = 1,5 \times F_p = 2,59 \text{ kN}$.

ELS :

Effort normal $N_s = W_p = 2,705 \text{ kN}$.

Moment d'encastrement $M_s = F_p \times h = 1,30 \text{ kN.m}$

Effort tranchant $T_s = F_p = 1,73 \text{ kN}$.

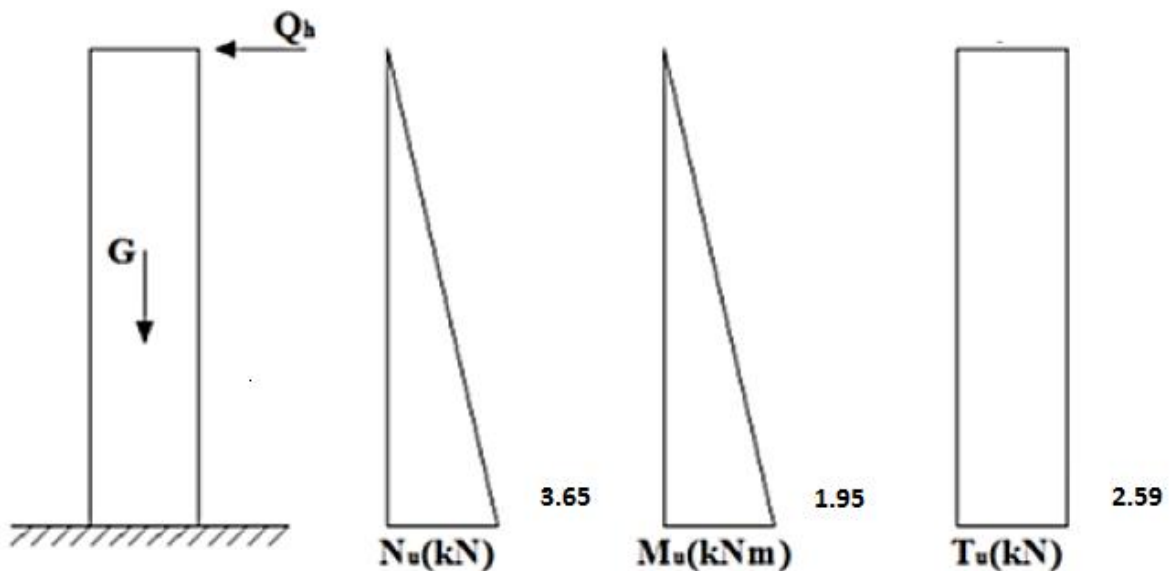
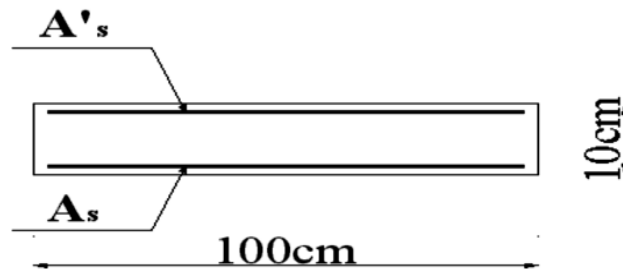


Figure.19. Diagramme des efforts à l'ELU.

- **Ferraillage de la section (acrotère) :**

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la section plane à étudier sera de $100 \times 10 \text{ cm}^2$.



Données :

ELU :

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 10 \text{ cm}$, $d = 9 \text{ cm}$ et $c = c' = 2,5 \text{ cm}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$, $f_e = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

- **Calcul de l'excentricité « e »**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.95}{3.65} = 53.42 \text{ cm}$$

$\rightarrow e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ Section partiellement comprimée. « SPC »

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

- **Calcul du moment fictif « M_f » :**

$$M_f = M_u + N_U \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 2.04 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0.0177$$

$\mu < \mu_R = 0.392 \Rightarrow A_s' = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.021$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 8.92 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.0177 < 0.392 \Rightarrow \varepsilon_s = 10\% \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = F(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = \frac{2.04 \times 10^6}{89.2 \times 348} = 65.71 \text{ mm}^2$$

- $A_{S1} = A_{S'} = 0$
- $A_{S2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 55.21 \text{ mm}^2$

$$\text{Donc } \begin{cases} A_{S1} = 0 \\ A_{S2} = 0.55 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Vérification de la section d'acier selon le BAEL91 :**

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millièbre et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa}; b = 100 \text{ cm}; d = 9 \text{ cm}$$

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \{1 \text{ cm}^2; 0.55 \text{ cm}^2\} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour : **5T8 = 2,5 cm²**

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de réparation**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0.625 \text{ cm}^2$$

On choisit : **4T8 = 2 cm²**

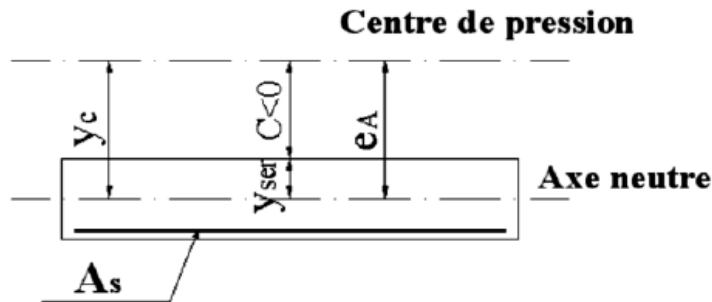
$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{90}{4} = 22.5 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des à L'E.L.S**

- **Détermination de l'axe neutre**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.30}{2.705} = 48.05 \text{ cm}$$



On a $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_a$$

Avec :

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left[90 - \frac{100}{2} \right] = 52.05 \text{ cm} \Rightarrow -43.05 \text{ cm} \quad (c < 0)$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** », on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + P Y_c + q = 0$$

y_c = Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec

$$N=15 \begin{cases} p = 3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s'}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5636.52 \\ \text{et} \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s'}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 156960.68 \end{cases}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\left[\begin{array}{l} \Delta = q^2 + \left[\frac{4p^3}{27} \right] = -18.92 \times 10^8 \\ \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.96 \Rightarrow \varphi = 163.37^\circ \\ a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 86.69 \end{array} \right.$$

$$\left[\begin{array}{l} y_1 = a \cos \left[\frac{Q}{3} + 120 \right] = -86.30 \\ y_2 = a \cos \left[\frac{Q}{3} \right] = 50.42 \\ y_3 = a \cos \left[\frac{Q}{3} + 240 \right] = 36.05 \end{array} \right.$$

La solution qui convient est : $y_c=50,42\text{cm}$

$$y_{ser} = y_c + c = 7.37\text{cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 7.37\text{cm} \\ y_c = 50.42\text{cm} \end{cases}$$

a. Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + (y_{ser} - c)^2]; n = 15$$

$$\text{avec } A'_s = 0 \Rightarrow 13443.48\text{cm}^4$$

• Vérification des contraintes :

➤ Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left[\frac{N_{ser}}{I} \times y_c \right] y_{ser} \leq \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left[\frac{2.705 \times 10^3 \times 50.42 \times 10}{13443.48 \times 10^4} \right] 73.7 \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = n \left[\frac{N_{ser}}{I} y_c \right] (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left[\frac{N_{ser}}{I} y_c \right] (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max \left(0.5f_e, 110 \sqrt{nf_{tjr}} \right) \right] = 201.63\text{MPa}$$

Avec ($n = 1.6$ pour les acier HA)

$$\sigma_s = 2.48\text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 7.41\text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• Vérification à l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \min\{0.1f_{c28}, 4\text{MPa}\} = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2.59 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0.0287\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

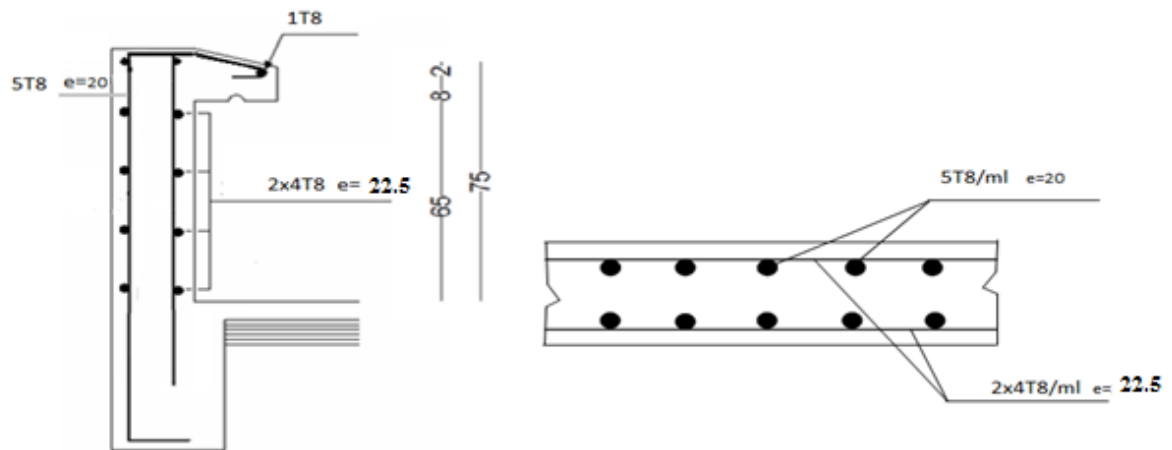
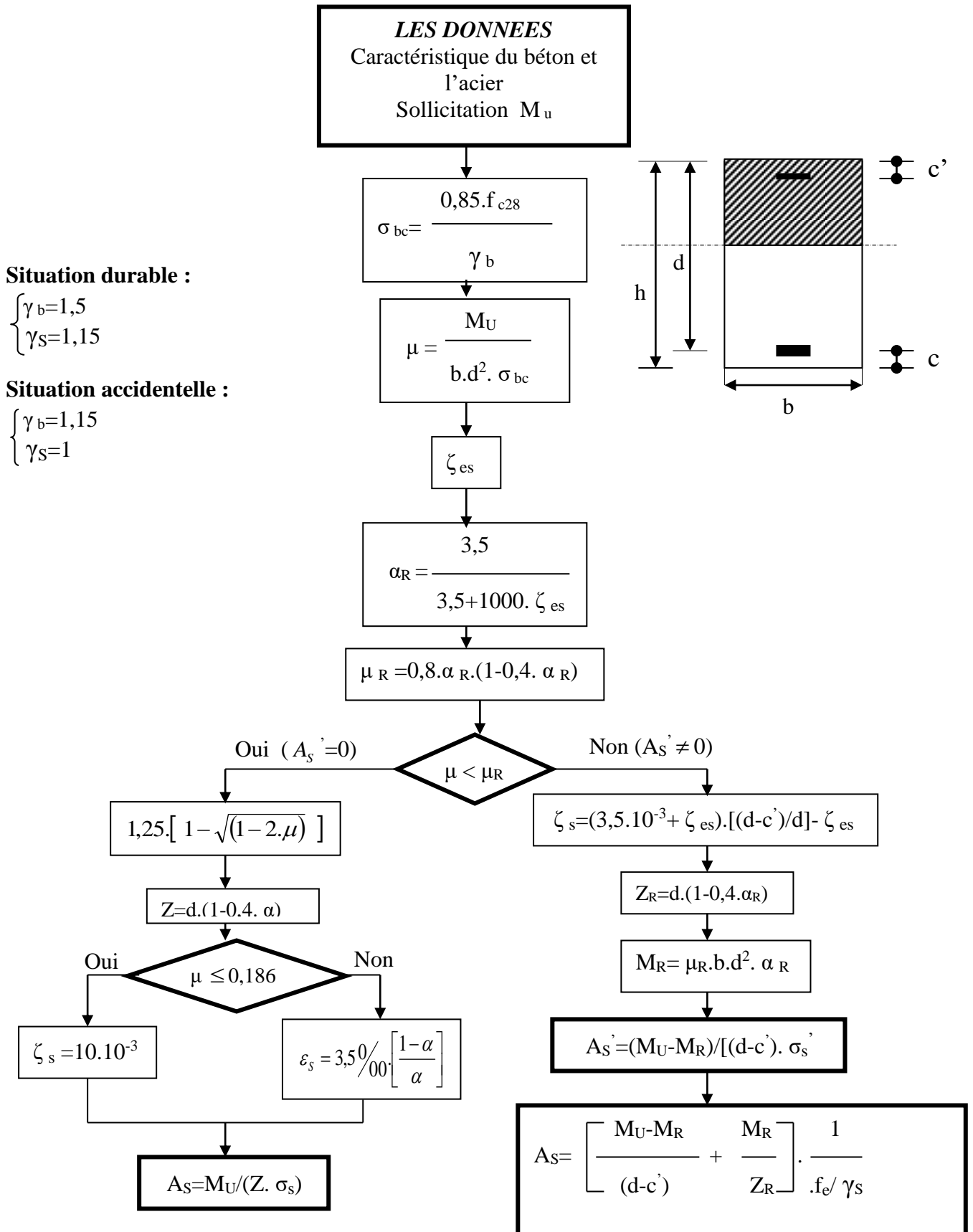
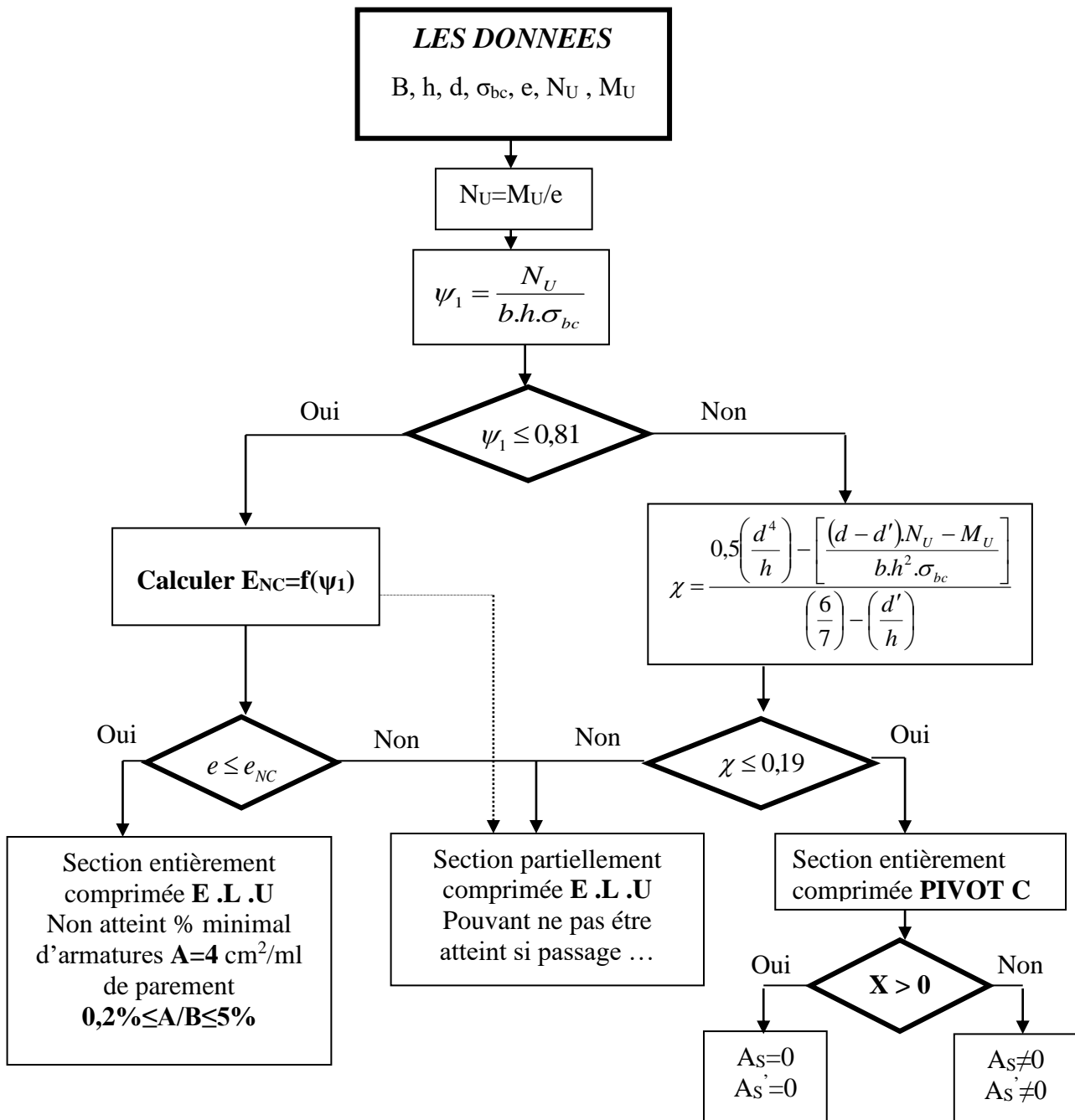
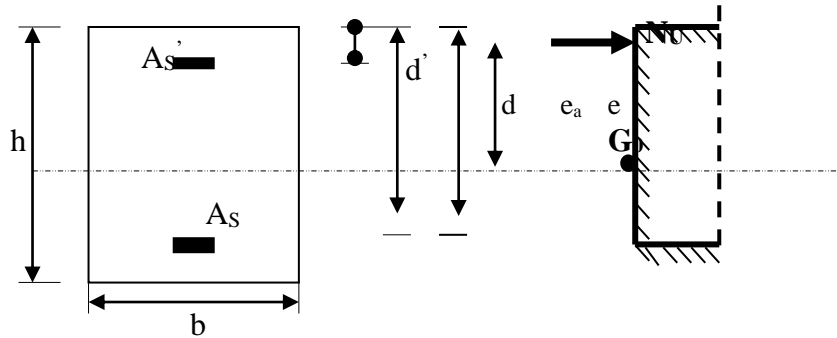
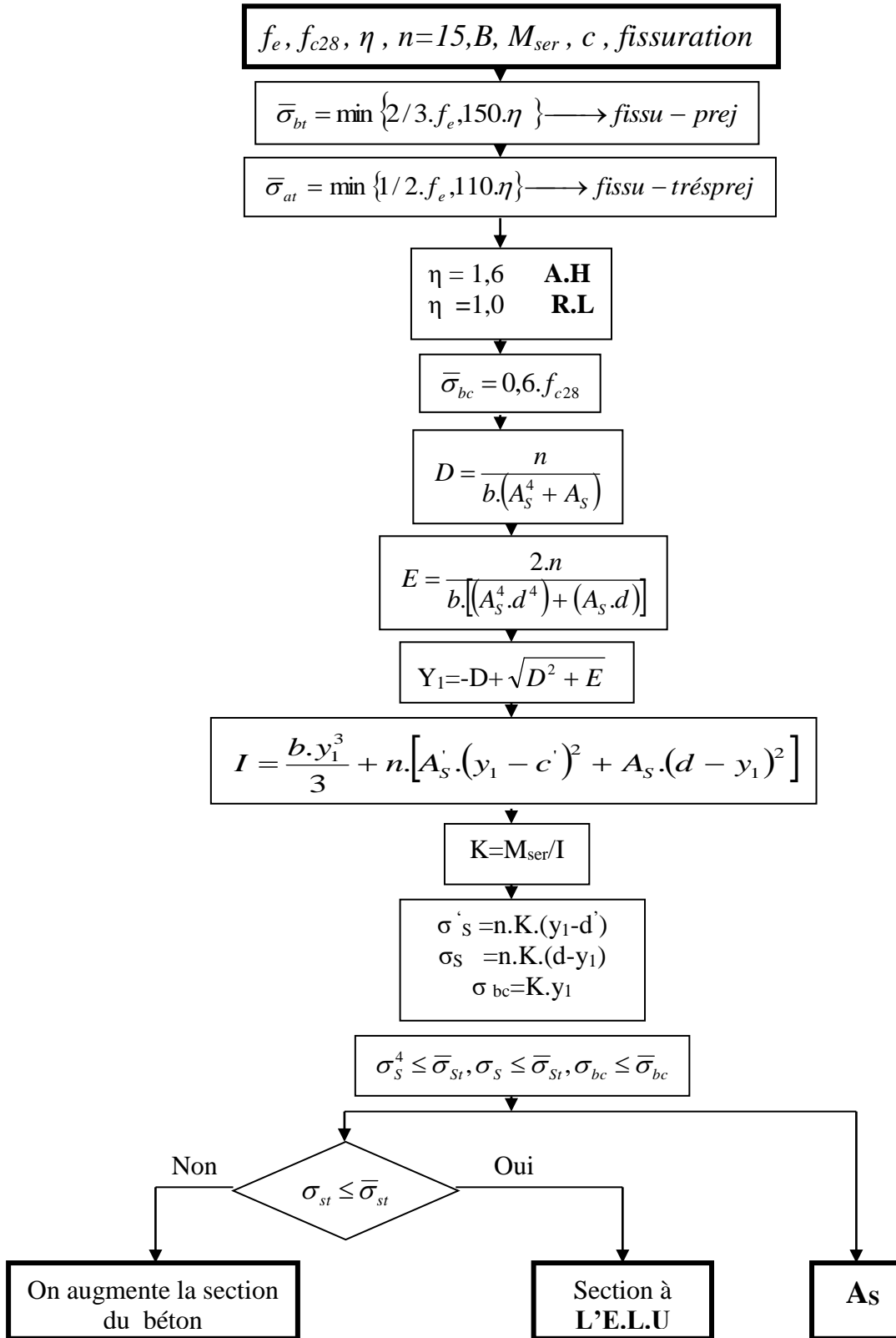


Figure.20. Ferrailage de l'Acrotère

ORGANIGRAMME -I-**SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

ORGANIGRAMME -II-**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**

ORGANIGRAMME -III-**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S**

ORGANIGRAMME-IV-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S

