

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE

SCIENTIFIQUE



البليدة- جامعة سعد دحلب

UNIVERSITE DE BLIDA-1



كلية التكنولوجيا- قسم الهندسة المدنية

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE

PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER 2 EN GENIE
CIVIL

OPTION : MATERIAUX DE CONSTRUCTION

Thème

**Etude d'un bâtiment R+10 à usage d'habitation
et commerce contreventé par des voiles et des portiques en
béton armé**

Réalisé Par : Encadré Par :

-Rekiba Mohamed Nadir *M^{me}*: HALFAYA

-Abbane Djelloul

Promotion: 2018/2019

ملخص

يتكون هذا المشروع أساساً من دراسة هيكلية تكون منطبقاً بقرصية تجاري، و 10 مستويان للاستخدام السكني.

البنية واقعة في ولاية بومرداس والمصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 3-من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة عليه

البنية وفقاً لـ RPA99 version 2003 للمعايير المقاومة للزلازل الجزائرية.

تم تصميم العناصر والتسليح وفقاً للقواعد التصميم والحساب الخاصة بهياكل الخرسانة المسلحة (CBA93)، مع تطبيق BAEL91.

RESUME

Ce projet consiste principalement en l'étude d'une structure composé d'un rez-de-chaussée commercial, et de 10 niveaux à usage d'habitation avec un sous_sol.contreventée par des voiles et des portiques

La structure est implantée dans la Wilaya DE BOUMERDES zone de sismicité III. L'étude est conforme aux Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003.

Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

ABSTRACT

This project mainly a structure study made of commercial ground floor and 10 level residential use and one under ground level contraveted by sails and porticose

The structure is located in Wilaya OF BOUMERDES seismicity zone III. The study complies with the Algerian Parasismic Rules 99 version 2003.

The design and reinforcement of the elements were done in accordance with the design and calculation rules for reinforced concrete structures (CBA93), applying the BAEL91.

Sommaire

Remerciements

Dédicace

Résumé

Liste des tableaux

Liste, des figures

Liste des symboles

Plans

Introduction générale.....1

Chapitre I :Généralités

I.1 Introduction.....2

I.2 Présentation de l'ouvrage.....2

I.3 Les propriétés des matériaux.....3

I.4. Hypothèses de calcul aux états limites.....9

Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1.Introduction.....12

II.2. Pré dimensionnement des planchers.....12

II.3. Evaluation des charges et surcharges.....14

II.4 Pré dimensionnement des poutres.....18

II.5 Pré dimensionnement des voiles.....20

II. 6 Les poteaux.....21

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1 Acrotère.....39

III.2 Etude des

balcons.....46

III.3 Etude des
planchers.....52

III.3.1

Introduction.....52

Plancher à corps creux.....52

Escalier.....80

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

IV.1 Introduction.....	95
IV.2 Etude sismique.....	95
VI.3 Choix de la méthode de calcul.....	98
VI.4 Résultats de l'analyse sismique.....	99

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistant

V.1 Introduction.....	119
V.2 Ferrailage des poteaux.....	119
V.3 Ferrailage des poutres.....	132
V.4 Ferrailage des voiles.....	142

Chapitre VI : Etude des fondations

VI.1 Introduction.....	170
VI.2 Fonctions assurée par lesfondations.....	170
VI.3 Classification des fondations.....	170
VI.4Choix de type de fondation.....	170
VI.5 Calcul des fondations.....	170
VI.6 Choix de type de semelle.....	171
VI.7 Voile périphérique.....	188

Conclusion générale.....	189
---------------------------------	------------

Références

Annexe

REMERCIEMENTS

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

Nous tenons à remercier vivement notre promotrice M^{me} HALFAÏA, pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Nos vives remerciements à messieurs Abderrahman Ishak et Kerraouch Mustapha pour leurs aides très précieuses.

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

Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leurs soutiens et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de nos vives et sincères reconnaissances, en particulier nos parents, nos familles et nos amis.

Dédicace

Je tiens à dédier ce Projet :

*A ma très chère Mère et à mon cher Père, en témoignage
et en gratitude de leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant
Toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral,
Eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et
Pour me voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit,
Mon affection sans limite.*

✚ A mes frères : Ouail , Loai

✚ A mes Amis : karim , farid , reda

✚ A mes Amis de l'université sans oublier mon binome Nadir

✚ A toute la promotion 2018/2019.

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II Pré dimensionnement

Tableau II.1 :Dégression des surcharges pour poteau central.....	27
Tableau II.2 : Descente de charge du poteau central.....	28
Tableau II.3 : Choix des sections des poteaux centraux.....	29
Tableau II.4 : Vérification de critère de résistance des poteaux centraux.....	29
Tableau II.5 :Dégression des surcharges des poteaux de rive.....	31
Tableau II.6 : Descente de charge du poteau de rive.....	32
Tableau II.7 : Choix des sections de poteau de rive.....	33
Tableau II.8 : Vérification de critère de résistance des poteaux de rives.....	34
Tableau II.9 :Dégression des surcharges pour poteau d'angle.....	35
Tableau II.10 : Descente de charge du poteau d'angle.....	36
Tableau II.11 : Choix des sections de poteau d'angle.....	37
Tableau II.12 : Vérification de critère de résistance poteau d'angle.....	38
Tableau II.13 : Tableau comparatif des sections des poteaux.....	38

Chapitre III Calcul des éléments non structuraux

Tableau III.1 : Les combinaisons des charges.....	48
Tableau III.2 : Ferrailage du balcon.....	49
Tableau III.3 : Vérification des contraintes.....	51
Tableau III.4 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	54
Tableau III.5 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU.....	62
Tableau III.6 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS.....	62
Tableau III.7 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELU.....	63
Tableau III.8 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELS.....	64
Tableau III.9 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à l'ELU.....	65
Tableau III.10 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à l'ELS.....	65
Tableau III.11 : Vérification de la contrainte de béton.....	70
Tableau III.12 : Calcul de la flèche.....	72
Tableau III.13 : Ferrailage de Plancher terrasse (poutrelle type 2).....	74
Tableau III.14 : Vérification de la Condition de non fragilité...(poutrelle type 2).....	75
Tableau III.15 : Vérification de l'effort tranchant(poutrelle type 2).....	75
Tableau III.16 : Vérification de la contrainte de béton...(poutrelle type 2).....	75
Tableau III.17 : Calcul de la flèche(poutrelle type 2).....	75

Tableau III.18 : Ferrailage de Plancher terrasse (poutrelle type 1).....	76
Tableau III.19 : Vérification de la Condition de non fragilité...(poutrelle type 1).....	77
Tableau III.20 : Vérification de l'effort tranchant(poutrelle type 1).....	77
Tableau III.21 : Vérification de la contrainte de béton...(poutrelle type 1).....	77
Tableau III.22 : Calcul de la flèche(poutrelle type 1).....	77
Tableau III.23 : Charge à L'ELU et L'ELS.....	83
Tableau III.24 : Ferrailage de l'escalier.....	85
Tableau III.25 :Vérification à L'E.L.S.....	87
Tableau III.26 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	89
Tableau III.27 : Combinaison des charges.....	91
Tableau III.28 Calcul des efforts.....	91
Tableau III.29 : Calcul du ferrailage.....	92
Tableau III.30 : Vérification à L'E.L.S.....	94

Chapitre IV Modélisation et l'étude sismique

Tableau IV.1 : Facteur de qualité.....	102
Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial.....	103
Tableau IV.3 :Vérification des déplacements inter étages du 1er modèle.....	105
Tableau IV.4 : Participation massique du 2 ^{ème} modèle.....	107
Tableau IV.5 : Vérification des déplacements inter étages du 2 ^{ème} modèle.....	109
Tableau IV.6 : Participation massique du 3 ^{ème} modèle.....	110
Tableau IV.7 Vérification de l'effort normal pour les poteaux carrés.....	111
Tableau IV.8 Participation massique du 3 ^{ème} modèle.....	113
Tableau IV.9 Vérification des déplacements inter étages du 3 ^{ème} modèle.....	115
Tableau IV.10 Vérification de l'effort normal pour les poteaux carrés.....	116
Tableau IV.11 : Vérification des portiques sous 25% de l'effort tranchant d'étage.....	117
Tableau IV.12 : Vérification l'effet p-Δ inter étages du modèle 3.....	118

Chapitre V Ferrailage des éléments résistant

Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.....	119
Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\max} , M^{corr}).....	121
Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (M^{\max} , N^{corr}).....	121
Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\min} , M^{corr}).....	122
Tableau V.5 .Ferrailages des poteaux situationaccidentelle(N^{\max} ; M^{corr}).....	122
Tableau V.6 .Ferrailages des poteaux situationaccidentelle(M^{\max} , N^{corr}).....	123

Tableau V.7. Ferraillages des poteaux situation accidentelle($N^{\min};M^{\text{corr}}$).....	123
Tableau V.8. Ferraillages des poteaux situation accidentelle($N^{\max};M^{\text{corr}}$).....	124
Tableau V.9. Ferraillages des poteaux situation accidentelle($M^{\max};N^{\text{corr}}$).....	124
Tableau V.10. Ferraillages des poteaux situation accidentelle($N^{\min};M^{\text{corr}}$).....	125
Tableau V.11. Choix des armatures des poteaux.....	125
Tableau V.12. Vérification des contraintes des poteaux.....	126
Tableau V.13. Vérification des contraintes des poteaux.....	127
Tableau V.14. Vérification des contraintes des poteaux.....	127
Tableau V.15 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés.....	128
Tableau V.16 : Espacement maximale selon RPA99 des poteaux carrés	130
Tableau V.17 : Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés.....	130
Tableau V.18. Ferraillage des poutres porteuses 30x40(situation durable).....	133
Tableau V.19. Ferraillage des poutres non porteuses (situation durable).....	134
Tableau V.20. Ferraillage des poutres non porteuses (situation durable).....	134
Tableau V.21. Ferraillage des poutres non porteuses (situation accidentelle).....	134
Tableau V.22 . Choix des armatures pour les poutres porteuses30x40.....	135
Tableau V.23 . Choix des armatures pour les poutres non porteuses.....	135
Tableau V.24. Vérification de la condition de non fragilité.....	135
Tableau V.25. Vérification des poutres porteuse 30x40 à l'ELS.....	136
Tableau V.26. Vérification des poutres non porteuse 30x35 à l'ELS.....	136
Tableau V.27. Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur 30x40.....	137
Tableau V.28 . Vérification de la contrainte de cisaillement dans sens non porteur 30x35.....	137
Tableau V.29. Calcul des armatures transversales.....	138
Tableau V.30 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	140
Tableau V.31. Valeurs de (I_f/l)	146
Tableau V.32. Calcul de σ_{ulim}	147
Tableau V.33. Aciers verticaux et horizontaux.....	148
Tableau V.34. Aciers transversaux.....	149
Tableau V.35. Aciers supplémentaires.....	150
Tableau V.37. Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1).....	153
Tableau V.37. Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1).....	153
Tableau V.38. Calcul des armatures du voile (V1).....	155
Tableau V.39. Calcul des armatures du voile (V2).....	156
Tableau V.40. Calcul des armatures du voile (V5).....	157
Tableau V.41. Calcul des armatures du voile (V6).....	158
Tableau V.42. Calcul des aciers de couture des voiles.....	159

Tableau V.43. Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	159
Tableau V.44. Calcul des aciers verticaux de trumeau	160
Tableau V.45. Calcul des aciers horizontaux de V4.....	160

Chapitre VI. Etude de sol

Tableau VI.1 : description des différentes couches.....	165
Tableau VI.2 : Résultat de teneur en eau.....	167

Chapitre-VII Etude de Fondation

Tableau VII.1 : Sections des semelles filantes.....	173
Tableau.VII.2 Résultats de calcul de la stabilité du radier.....	177
Tableau.VII.3 Contraintes sous le radier à l'ELU.....	179
Tableau.VII.4 Contraintes sous le radier à l'ELS.....	179
Tableau.VII.5 Calcul des moments à l'ELU.....	181
Tableau.VII.6 Calcul des moments à l'ELS.....	181
Tableau.VII.7 Ferrailage des panneaux du radier.....	182
Tableau.VII.8 Vérification des contraintes du radier.....	182
Tableau.VII.9 Ferrailage des panneaux du radier finale.....	183
Tableau.VII.10 Vérification des contraintes du radier après augmentation de la section d'acier...	183
Tableau.VII.11 Ferrailage des nervures.....	184
TableauVII.12 Vérification des contraintes des nervures.....	184
Tableau.VII.13 Ferrailage transversal et l'espacement.....	185
Tableau VII.14 Vérifications des contraintes du béton et d'acier.....	187
Tableau VII.15 Ferrailage du voile périphérique.....	190
Tableau VII.16 Vérifications des contraintes.....	192

Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'ELU.....	199
Tableau VI.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS.....	199
Tableau VI.4 : Ferrailage des panneaux du radier.....	202
Tableau VI.5 : Vérification des contraintes.....	202
Tableau VI.6 : Vérification des contraintes (correction).....	203
Tableau VI.7 : Ferrailage des nervures (sens porteur).....	204
Tableau VI.8 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).....	204
Tableau VI.9 : Vérification de la condition de non fragilité.....	205
Tableau VI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	205
Tableau VI.11 : Vérification des contraintes à l'ELS après l'augmentation des sections...	205
Tableau VI.12 : Choix des armatures transversales.....	207
Tableau VI.13: Vérifications des contraintes du béton et d'acier.....	209
Tableau VI.14 : Ferrailage du voile périphérique.....	213
Tableau VI.15 : Vérifications des contraintes.....	215

LISTE DES FIGURES

Chapitre I Généralités

Figure I.1 : Essai Brésilien.....	4
Figure I.2 : Traction par flexion.....	5
Figure I.3 : Diagramme contraintes – déformations à l'ELU.....	6
Figure I.4 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.....	7
Figure I.5 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E.L.U.....	9
Figure I.6 : Règle des trois pivots.....	10

Chapitre II Pré dimensionnement

Figure II.1 :Dispositions des poutrelles.....	13
Figure II.2 Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.....	14
Figure II.3 Coupe verticale du plancher courant à corps creux.....	15
Figure II.4 : Constituants d'un mur extérieur.....	16
Figure II.5 : Constituants d'un mur intérieur.....	17
Figure II.6 : Dimensions de l'acrotère.....	17
Figure II.7 : Schéma du voile.....	20
Figure II.8 : Schéma statique de la descente de charge.....	24
Figure II.9 : Vue en plan « Types de Poteaux ».....	25
Figure II.10 : représentation de la surface reprise par le poteau central.....	26
Figure II.11 : représentation de la surface reprise par le poteau de rive.....	30
Figure II.12 :Représentation de la surface reprise par le poteau d'angle.....	34

Chapitre III Calcul des éléments non structuraux

Figure III.1 : Acrotère.....	39
Figure III.2 : Charges et surcharges agissent sur l'acrotère.....	40
Figure III.3 : Diagramme des efforts à l'ELU.....	41
Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère.....	42
Figure III.5 :Distance de l'axe neutre.....	43
Figure III.6 : Ferrailage de l'acrotère.....	46
Figure III.7 : Schéma statistique du balcon.....	47
Figure III.8 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	48
Figure III.9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	48

Figure III.10 :Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....	49
Figure III.11 :Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	49
Figure III.12 :Schéma de ferrailage des balcons.....	52
Figure III.13 :Corps Creux.....	53
Figure III.14 : Schéma de poutrelle.....	53
Figure III.15 : Schéma de ferrailage des poutrelles type 1.....	54
Figure III.16 : Schéma de ferrailage des poutrelles type 2.....	55
Figure III.17 : Schéma de ferrailage des poutrelles type 3.....	55
Figure III.18 : Schéma de ferrailage des poutrelles type 1,2,3.....	78
Figure III.19 : Ferrailage de la dalle decompression.....	80
Figure III.20 :Vue en plan de l'escalier (RDC).....	80
Figure III.21 :Schéma statique	83
Figure III.22 : Ferrailage de l'Escalier	90
Figure III.23 : Schéma statique de poutre palière.....	92

Chapitre IV Modélisation et l'étude sismique

Figure IV.1 :Spectre de réponse.....	98
Figure IV.2 :Vue en plan du 1 ^{er} modèle.....	102
Figure IV.3 :Vue en plan du 2 ^{ème} modèle.....	106
Figure IV.4 :Vue en plan du 3 ^{ème} modèle.....	110
Figure IV.5 Vue en plan du Model final.....	112
Figure IV.6 : Evaluation des effets du second ordre.....	117

Chapitre V Ferrailage des éléments résistant

Figure V.1 : Disposition des Poutres.....	133
Figure V.2 .Arrêt des barres.....	138
Figure V.3 : Disposition des voiles dans la structure.....	143
Figure V.4 : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée.....	144
Figure V.5 : Schéma d'un voile pleine et disposition du ferrailage.....	145
Figure V.6 : Définition de l'élément mur.....	145
Figure V.7 : Mur encastré.....	146
Figure V.8 :Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	150
Figure V.9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	151
Figure .10 :Schéma de ferrailage des linteaux coupe A-A.....	162

Figure.11 :Schéma de ferrailage deslinteaux.....	162
Figure V.12 : Détail de ferrailage voile 1 au niveau RDC- 1 ^{er} étage.....	163
Figure V.13 : Schéma de ferrailage Voile 1	164

Chapitre-VII Etude de Fondation

Figure VII.1 .Dimensions de la semelle isolée.....	171
Figure VII.2 :Semelle filante.....	172
Figure VII.3 .Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	174
FigureVII.4 La charge verticale et l'effort tranchant.....	177
Figure VII.5 .Contraintes sous le radier.....	178
Figure VII.6 Panneau le plus sollicité.....	181
Figure VII.7 .Schéma de ferrailage du radier.....	183
Figure VII.8 .Schéma de ferrailage des nervures.....	186
Figure VII.9 Schéma statique du débord.....	186
Figure VII.10 Diagramme des Moments.....	186
Figure.VII.11 .Evaluation des charges.....	188
Figure VII.12 Poussées des terres.....	189
Figure VII.13 : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.....	192
Figure VII.14 : Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y.....	193

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.
- C : Cohésion.
- Q_{adm} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- PC : Pression de consolidation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant 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.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- 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 à 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'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- K : Coefficient de raideur de sol.

- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- A_g : Section transversale brute du voile ou trumeau.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
- δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques (y comprise l'effet de torsion).
- A_{cv} : section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme.
- Φ : Coefficient de sécurité.
- α_c : coefficient dependant de l'élancement du mur.
- ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans lame du mur.
- ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans lame du mur.
- ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans lame du mur.
- h_w : Hauteur totale du voile.
- l_w : Longueur du mur en plan.
- δ_u : déplacement du voile au sommet.
- I_g : Moment d'inertie du voile.

Introduction générale

Le génie civil est un ensemble de disciplines alliant diverses techniques ; dont la mission fondamentale est de permettre la conception et la réalisation d'ouvrages.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception et de la réhabilitation d'ouvrages et d'infrastructures afin de répondre aux besoins de la société en assurant : sécurité, confort des usagers, durabilité et protection de l'environnement.

Lors d'un tremblement de terre sévère, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré. Mais à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles, correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques d'effondrement ou de dommages irréversibles.

La réglementation parasismique algérienne, comme toute réglementation n'a pas un caractère définitif ni scientifique absolument exact mais représente la réunion d'un consensus (accord) technique traduisant l'état des connaissances scientifiques et d'un consensus sociétal traduisant les limites de la protection parasismique définies comme acceptables. Elle énonce l'obligation de construire parasismique. En effet deux injonctions peuvent être adressées à un maître d'ouvrage : l'obligation d'appliquer les règles parasismiques ou la démonstration du caractère parasismique de sa construction.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au domaine de Génie Civil.

Notre projet consiste en l'étude d'un bâtiment **R+10 avec un sous-sol** à contreventement mixte. Cet ouvrage sera étudié conformément à la réglementation en vigueur et en utilisant le logiciel **SAP2000** et **ETABS2016**

- nous commençons par une présentation des paramètres géométriques et des matériaux de construction
- nous passons au pré-dimensionnement des éléments structuraux
- Puis nous entamons le calcul des éléments secondaires
- Nous effectuons une étude dynamique pour répondre aux exigences de la réglementation
- Nous passons au ferraillement des éléments résistants
- En fin Nous terminerons ce travail par une étude de l'infrastructure sur laquelle se repose notre construction

I.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment analysé, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de cette présente étude est un bâtiment multifonctionnel qui regroupe, commerces, logements d'habitations, L'ouvrage est implanté dans la wilaya BOUMERDES, selon le règlement parasismique Algérien (**RPA99 version 2003**) elle est classée comme étant une zone de forte sismicité (**zone III**).

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48m, c'est le "**groupe 2**" [1]

I.2.1 Caractéristique de l'ouvrage

L'ouvrage en question a une forme irrégulière, il se compose de RDC+10 étages

- RDC d'usage commerce.
- 1^{er} jusqu'à au 10^{ème} étages comportent 3 appartements de type F3
- Cet ouvrage comporte une terrasse inaccessible et sous-sol .

I.2.2 Caractéristiques géométrique

a. Dimensions en élévation :

- Hauteur totale est de (sans acrotère) : 34,68m
- Hauteur du rez de chaussée est de : 4,08 m
- Hauteur de l'étage courant est de : 3,06 m

b. Dimensions en plan

- Longueur totale (sens longitudinal) : L = 22,25m
- Largeur total (sens transversal) : L = 20,45m

I.2.3 Ossature :

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude est constitué par un système de contreventement mixte, à savoir, portiques et voiles en béton armé suivant les deux sens (**type 4a**) selon le règlement parasismique algérien [1]

I.2.4 Les Planchers

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions.

Notre bâtiment comporte un seul type de planchers :

- Dalle à corps creux.

I.2.5 Escaliers

Servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages, réalisé en béton armé coulé sur place. Notre structure comporte un seul type d'escalier :

- Escalier à un volée et un palier.

I.2.6 Terrasse

Il existe un seul type de terrasse :

- Terrasse inaccessible.

I.2.7 Maçonnerie

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- **Murs extérieurs** : ils seront constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur.
Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.
L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.
- **Murs intérieurs** : ils seront constitués par des cloisons de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

I.2.9 Infrastructure

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- a- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- b- Limiter les tassements différentiels.
- c- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
- d- La contrainte admissible du sol est de **2.50 bars**.
- e- La profondeur d'ancrage de l'infrastructure est de **0,95 m**.
- f- La catégorie de site **S3**.

I.3 Les propriétés des matériaux

I.3.1 Béton

a. Composition :

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenue on enrobant dans le béton des

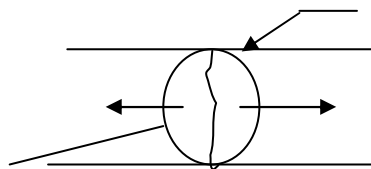
aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

- **Ciment** : LeCPJ - CEM II/B42,5
- **Granulats** : Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :
 - Sable de dimension ($0 \leq DS \leq 5$) mm
 - Gravier de dimension ($8 \leq Dg \leq 15$) mm
- **Eau de gâchage** : Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

b. Résistance du béton [2]

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j " jours d'âge.

- **Résistance à la compression** : Désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16-32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leur section est de 200 cm². Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à **25 Mpa**.
- **Résistance à la traction** : La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :
 1. Traction directe sur les cylindres précédents.
 2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).



Plateau de la presse Cylindre

Figure I.1. Essai Brésilien

3. Traction par flexion

à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion :

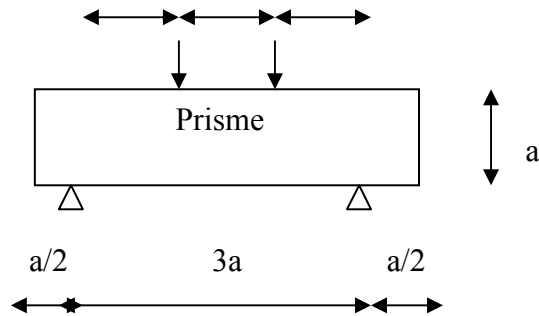


Figure I.2. Traction par flexion

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa) [2]}$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et à la traction $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

c. Module de déformation longitudinale du béton

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

- **Module de déformation instantané**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à court terme, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa) [2]}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation différé**

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700 \cdot (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad [2]$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$.

d. Coefficient de poisson

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du coté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

e. Contraintes limites de calcul

En se référant au règlement du BAEL 91(modifier 99), on distingue deux états limites.

1. Etat limite ultime « E.L.U »

- C'est un état au delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

γ_b = Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Cas de situations durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{Cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

f_{c28} = Résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

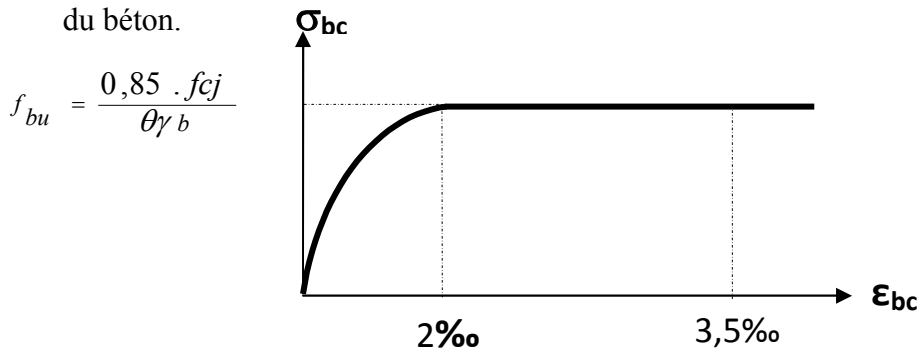


Figure I.3 : Diagramme contraintes – déformations à l'ELU

2. Etat limite de service « E. L. S »

Etat limite de service est un état de chargement au delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour les quels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} [\text{MPa}]$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

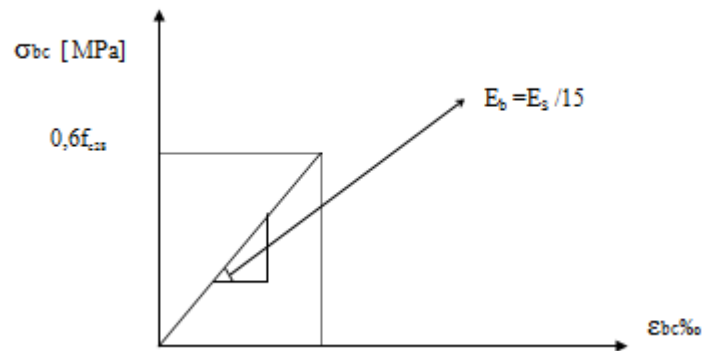


Figure I.4 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS

I.3.2 Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 22 et FeE 24 pour les armatures transversales.
- Les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 et FeE 500 pour les armatures longitudinales.
- Treillis soudés (TS) : TLE52 $\varnothing = 6 \text{ mm}$ pour les dalles.

a. Limites élastiques

Type	Nuance	fe (MPa)
Ronds lisses	FeE22	215
	FeE24	235
Haute adhérence	FeE40	400
	FeE 50	500

b. Contrainte de calcul [2]**1. E. L. U**

σ_s = Contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte de calcul, notée σ_s , et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

γ_s : Est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Situation durable ou transitoire} \\ 1,0 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

$\sigma_s = 204,34$ MPa Situation durable ou transitoire
Rond lisse

($f_e = 235$ MPa) $\sigma_s = 235$ MPa Situation accidentelle

$\sigma_s = 348$ MPa Situation durable ou transitoire

Haute adhérence

($f_e = 400$ MPa) $\sigma_s = 400$ MPa Situation accidentelle

2. E. L. S :

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right)$
- Pour une fissuration très préjudiciable: $\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s = 0,8 \times \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right)$

AVEC :

η = coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{Pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{Pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

c. Allongement de rupture

ϵ_s = Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

d. Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations, il sera pris égale à : $E_s = 2,1.10^5$ [MPa].

e. Diagramme contraintes – déformations à l'ELU

σ_s = Contrainte de l'acier.

γ_s = Coefficient de sécurité de l'acier.

ϵ_s = Allongement relatif de l'acier.

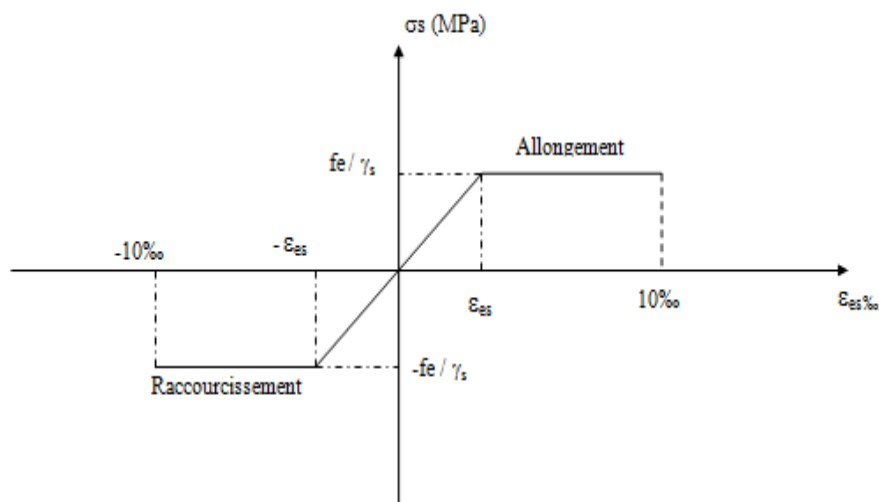


Figure I.5 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E.L.U

I.4. Hypothèses de calcul aux états limites

I.4.1. Hypothèse de calcul à l'ELU

H1 : Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

H2 : Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\epsilon_{bc}=3,5\%$ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2% dans le cas de compression simple.

H5 : L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10% .

I.4.2. Règle des trois pivots : [2]

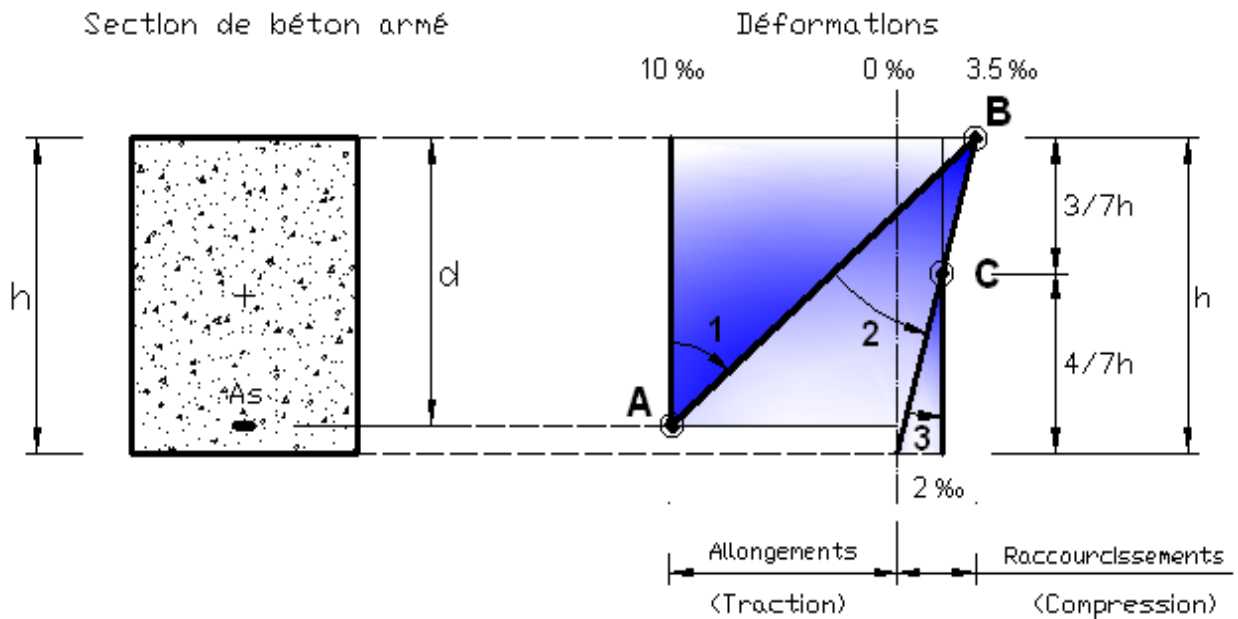


Figure I.6 : Règle des trois pivots.

Le diagramme des déformations de la section correspond à un l'état limite, il passe par un des trois pivots **A**, **B** et **C** ce qui indique que si :

- Le diagramme passe par le pivot **A** (Domaine 1) ce qui correspond à l'allongement unitaire 10% de l'armature la plus tendue.
- Le diagramme passe par le pivot **B** (Domaine 2) ce qui correspond à un raccourcissement unitaire de $3,5\%$ du béton.
- Le diagramme passe par le pivot **C** (Domaine 3) ce qui correspond à un raccourcissement unitaire de 2% de la fibre du béton située à une distance égale à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

1.4.3. Hypothèse de calcul à l'ELS :

H1 : Conservation des sections planes.

H2 : Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b * \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$$

H5 : Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton et : $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$

I.5 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons définis les caractéristiques géométriques de notre structure ainsi que les matériaux utilisés

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le "RPA99 version 2003" [1], mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

Le pré dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes subséquents.

II.2. Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2,3 et 4 appuis.

Ils sont conçus afin de supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et assurer l'isolation thermique et phonique.

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant-projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées suivantes :

a. Plancher en corps creux

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

L : Longueur de la portée libre maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t : Hauteur du plancher.

$$L = 390 - 40 = 350 \text{ cm}$$

$$L = 350 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{350}{22.5} = 15,55 \text{ cm.}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de **(16+5)= 21cm.**

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

5 cm : hauteur de la dalle de compression.

Disposition des poutrelles

Critère de la petite portée.

Critère de continuité

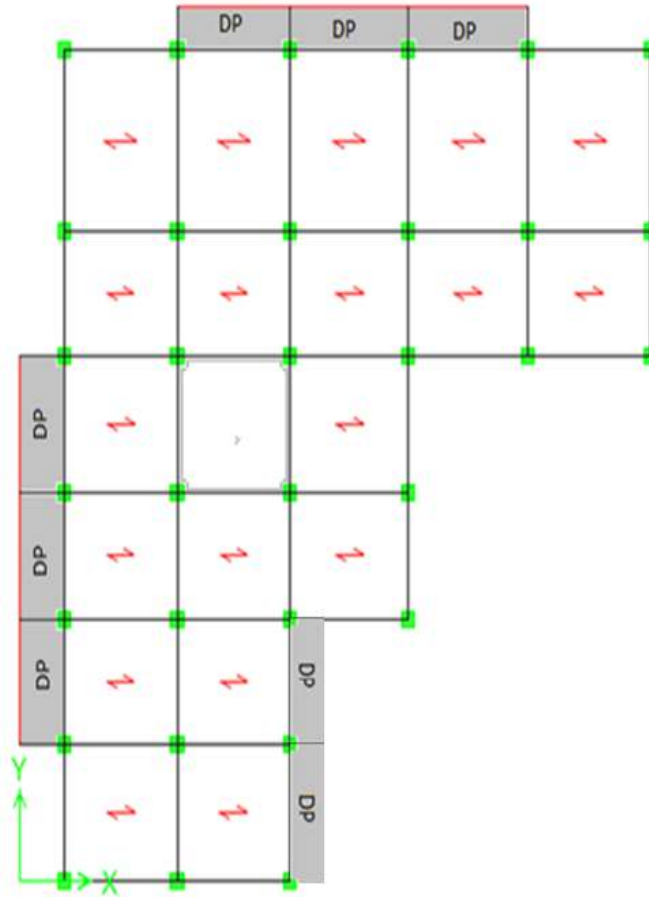


Figure II.1 Disposition des poutrelles terrasse .

II.3.1.1 Plancher terrasse inaccessible

a. Dalle en corps creux

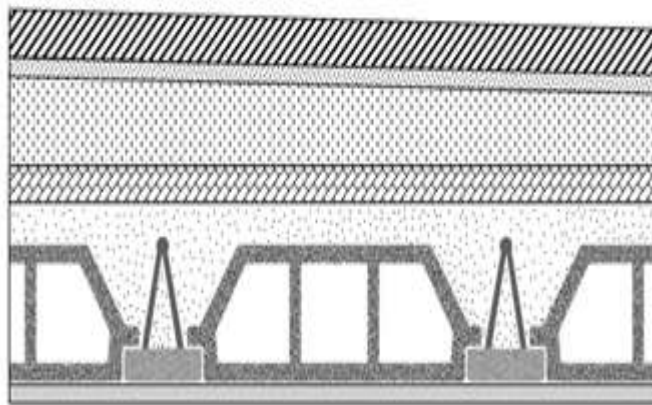


Figure II.2 Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

Protection mécanique en gravier ($e = 5\text{cm}$)	(0,05) (17)	=	0,85 kN/m ²
Etanchéité multicouches		=	0,12 kN/m ²
Forme de pente ($e_{\text{moy}}=10\text{cm}$).....	(0,10) (22)	=	2,2 kN/m ²
Isolation thermique (liège) ($e=4\text{cm}$)	(0,04) (4)	=	0,16 kN/m ²
Dalle à corps creux (16+5) cm.....		=	3,05kN/m ²
Enduit au plâtre ($e = 2\text{cm}$).....	(0,02) (10)	=	0,20 kN/m ²

$$\Sigma G \quad = \quad 6,58 \text{ KN/m}^2$$

II.3.1.2 Plancher de l'étage courant

Dalle en corps creux

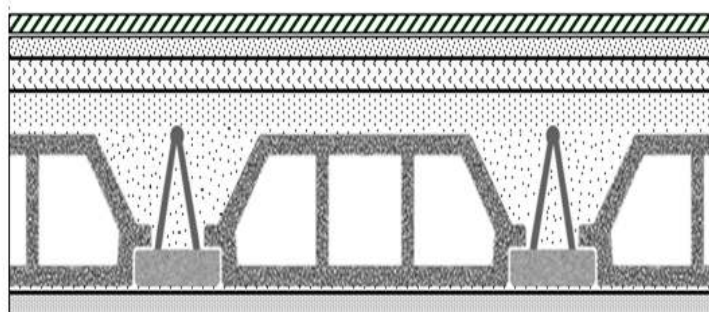


Figure II.3 Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

Carrelage ($e = 2\text{ cm}$)	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m ²
Mortier de pose ($e = 2\text{ cm}$)	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m ²
Lit de sable ($e = 3\text{ cm}$)	(0,03) (18)	=	0,54 kN/m ²
Dalle à corps creux (16+5) cm		=	3,05 kN/m ²
Enduit au plat (2cm)	(0,02) (10)	=	0,20 kN/m ²
Cloisons légères		=	1,00 kN/m ²
	ΣG	=	5,59 kN/m²

Dalle plein

Carrelage ($e = 2\text{ cm}$)	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m ²
Mortier de pose ($e = 2\text{ cm}$)	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m ²
Lit de sable ($e = 2\text{ cm}$)	(0,02) (18)	=	0,36 kN/m ²
Dalle à épaisseur (16cm)	(0,16) (25)	=	4 kN/m ²
Enduit au plat (2cm)	(0,02) (10)	=	0,20 kN/m ²
Cloisons légères		=	1,00 kN/m ²
	ΣG	=	6.36 k/m²

II.3.1.3 Maçonnerie

a. Mur extérieur à double cloison

Enduit intérieur au plâtre ($e = 2\text{cm}$)	(0,02) (10)	=	0,20 kN/m ²
Briques creux ($e = 10\text{cm}$)	(0,10) (9)	=	0,9 kN/m ²
L'âme d'air ($e = 5\text{cm}$)		=	0 kN/m ²
Briques creux ($e = 15\text{cm}$)	(0,15) (9)	=	1,35 kN/m ²
Enduit extérieur au ciment ($e = 2\text{cm}$)	(0,02) (18)	=	0,36 kN/m ²
			<hr/>
	ΣG	=	2,81 kN/m ²

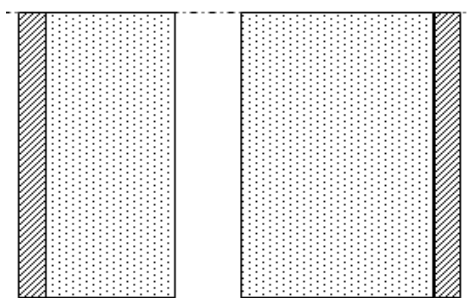


Figure II.4 Constituants d'un mur extérieur.

b. Mur intérieur

Enduit au plâtre ($e = 2\text{cm}$)	(0,02) (10)	=	0,2 kN/m ²
Brique creuse ($e = 10\text{cm}$)	(0,1) (9)	=	0,9 kN/m ²
Enduit au plâtre ($e = 2\text{cm}$)	(0,02) (10)	=	0,2 kN/m ²
			<hr/>
	ΣG	=	1,30 kN/m ²

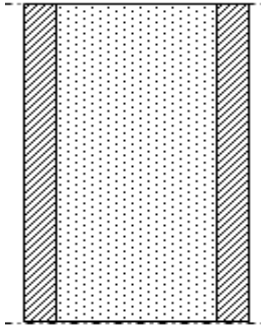


Figure II.5: Constituants d'un mur intérieur.

II.3.1.4 Acrotère

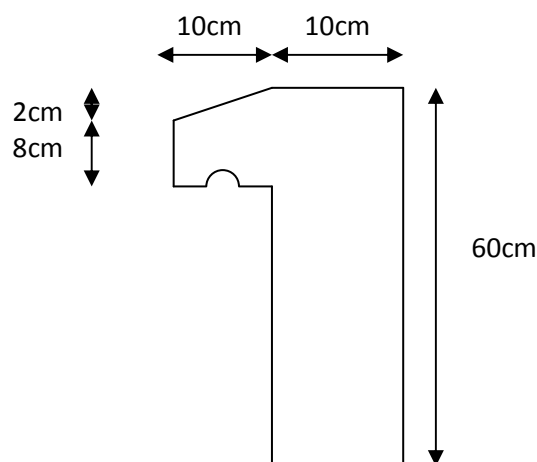


Figure II.6 : Dimensions de l'acrotère.

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.

$$S = (0,10 \times 0,6) + (0,08 \times 0,10) + 0,1 \times \frac{0,02}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/m}$$

Le poids des enduits au ciment ($ep=1,5\text{cm}$)

$$G_2 = [0,015 \times (0,6+0,2+0,1+0,5)] \times 18 = 0,297 \text{ kN/m}$$

Le poids total de l'acrotère : $G = G_1 + G_2 = 2,022 \text{ kN/m}$

II.3.2 Charges d'exploitation

Vu la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitation :

- Acrotère (main courante) Q = 1,0 kN/ml
- Plancher terrasse (inaccessible)..... Q = 1,0 kN/m²
- Escaliers Q = 2,5kN/m²
- Plancher à usage habitation..... Q = 1,5 kN/m²
- Plancher à usage commerce Q = 5 kN/m²
- Balcon Q = 3,5kN/m²

II.4 Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur prédimensionnement se base sur les trois étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules empiriques données par le B.A.E.L 91 modifié 99
- Vérification des conditions imposées sur (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).
- Vérification de la rigidité.

Les trois étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

- **Selon le BAEL 91 modifié 99**

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- La longueur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : Portée de la poutre de la plus grande travée considérée

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre

- **Selon le R.P.A 99 (version2003)**

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30 \text{ cm}$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20 \text{ cm}$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

II.4.1 Exemple de calcul

- **Poutre Porteuse** : $L_{\max} = 4,50 - 0,40 = 4,10$ m
- **selon BAEL91** :

$$27,33 \leq h \leq 41 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$12 \leq b \leq 28 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

Nous choisissons une poutre de : **$b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$**

- **Vérification selon le RPA99**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

- **Poutre non Porteuse** $L_{\max} = 3,90 - 0,40 = 3,50$ m
- **selon BAEL91**

$$22,33 \leq h \leq 35 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 35 \text{ cm}$$

$$10,5 \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

Nous choisissons une poutre de : **$b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2$**

- **Vérification selon le RPA99**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,16 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

- **Condition de rigidité**

On doit vérifier que

$$\left(\frac{h}{L}\right) \succ \left(\frac{1}{16}\right) \dots \dots \dots [6]$$

$$40 / 450 = 0,0888 \succ 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

II.5 Pré dimensionnement des voiles

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assure la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré dimensionnement, nous avons basés sur les recommandations du **le RPA99 version 2003**.

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

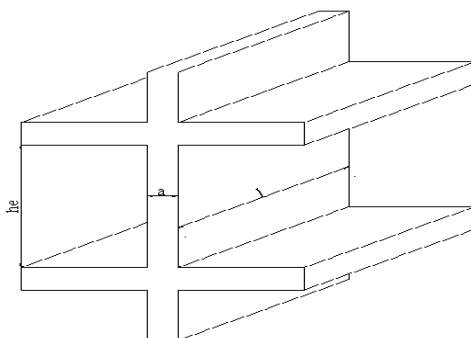


Figure II.7 : Schéma du voile.

Dans notre cas

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; h_e / 22 \right\}$$

Avec:

h_e : Hauteur d'étage.

a_{\min} : Epaisseur de voile

- Pour $RDCh_e = \left\{ (4,08 - 0,40) = 3,68 \text{ m} \right\}$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 18,4 \right\} \Rightarrow a_{\min} \geq 18,4 \text{ cm.}$$

On adopte pour $a = 20 \text{ cm}$

II.6 Les poteaux

a. Principe

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

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

b. Étapes de pré dimensionnement (calcul)

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation 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 »
- Vérification préliminaire de l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement du béton.

c. Loi de dégression :

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) on applique la loi suivante[3] :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec :

n : nombre d'étage.

Q : Charge d'exploitation

Q_0 : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

▪ Dimensionnement des poteaux

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

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

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

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

λ : élancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

l_f : longueur de flambement ;

i : rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

* B : surface de la section du béton

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

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

* 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 I_{cm} d'épaisseur surtout son périphérique tel que :**

- Poteau rectangulaire $Br = (a-2)(b-2)[cm^2]$

➤ Selon le « BAEL 91 modifié 99 »

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

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

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & si \quad \lambda = 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & si \quad 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

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

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

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,66N_u$$

➤ **Le minimum requis par « RPA99 version 2003 »**

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{aligned} * \text{Min}(a; b) &\geq 30\text{cm} \\ * \text{Min}(a; b) &> \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} &< \frac{a}{b} < 4 \end{aligned} \right.$$

Avec

$(a ; b)$: dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

- **Schéma statique de la descente de charge :**

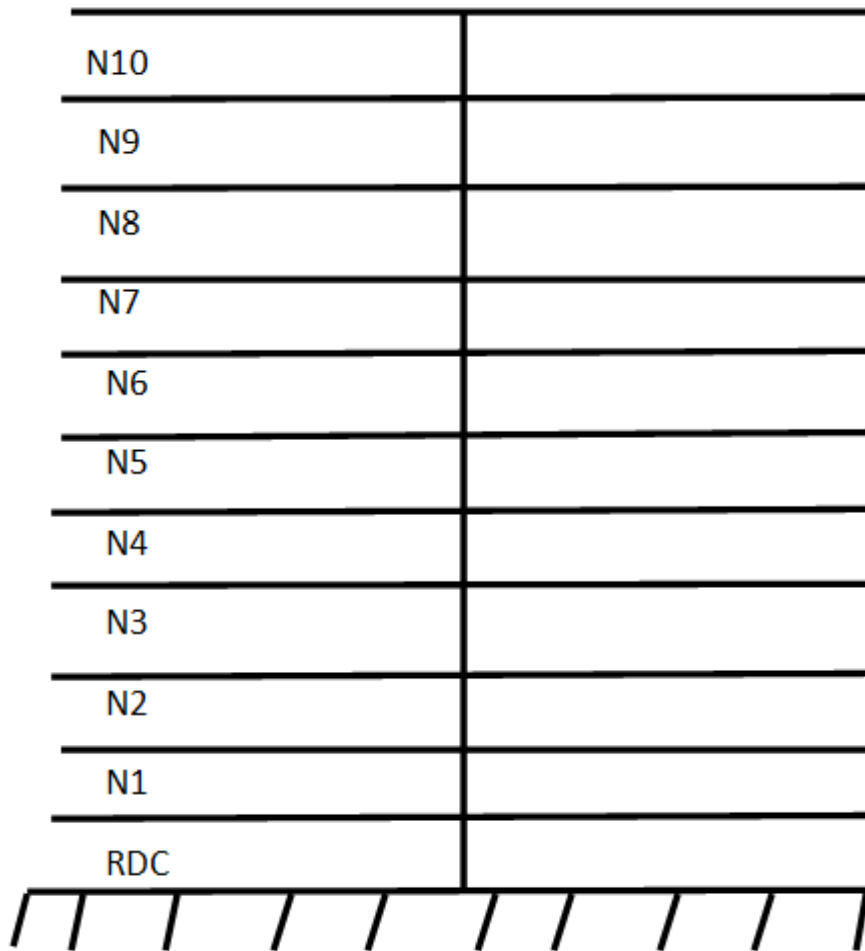


Figure II.8 : Schéma statique de la descente de charge.

- **Calcul des poteaux**

Les poteaux les plus sollicités sont :

- Poteau central.
- Poteau de rive.
- Poteau d'angle.

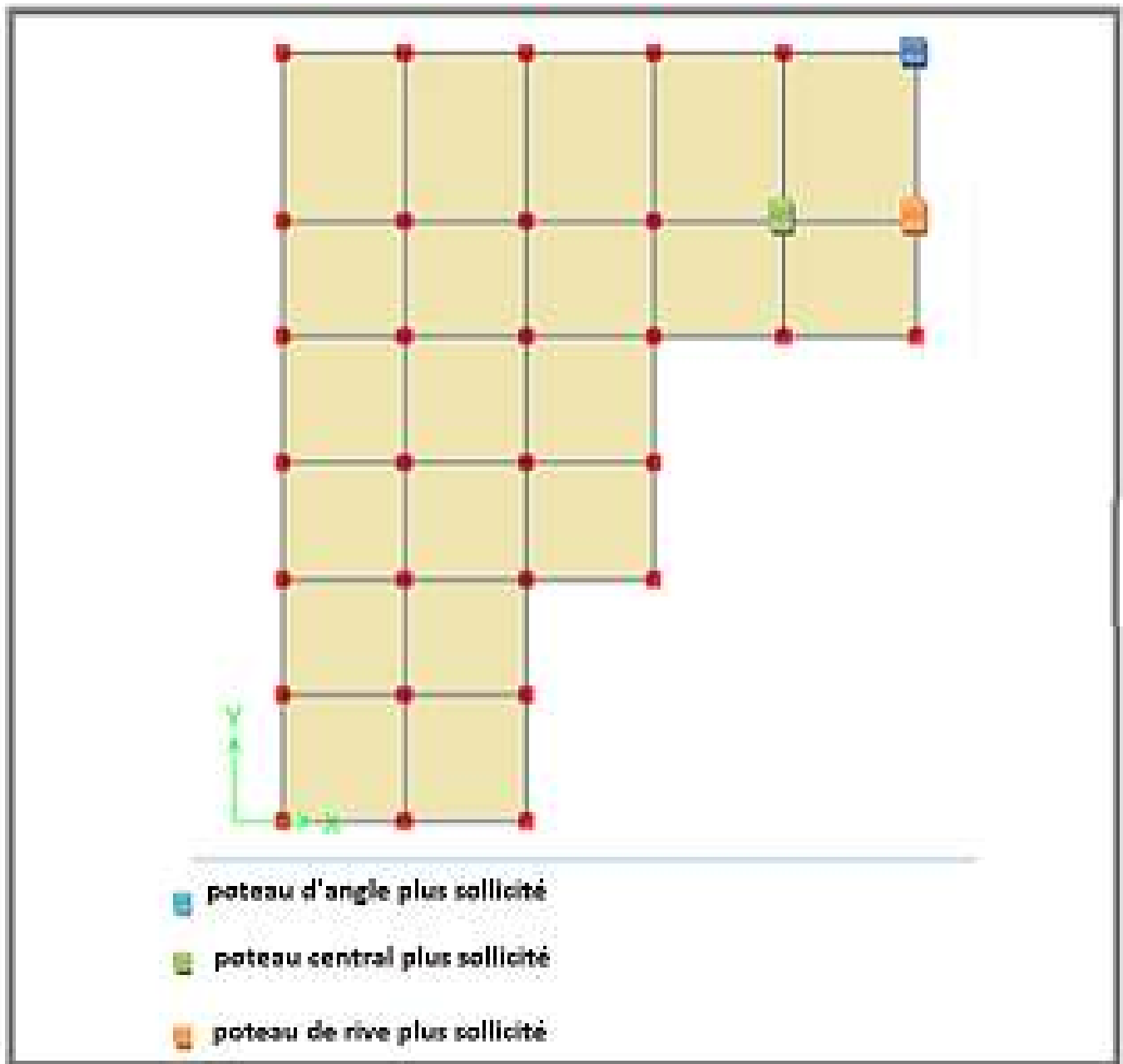


Figure II.9 : Vue en plan « Types de Poteaux »

- **Le poteau central plus sollicité**

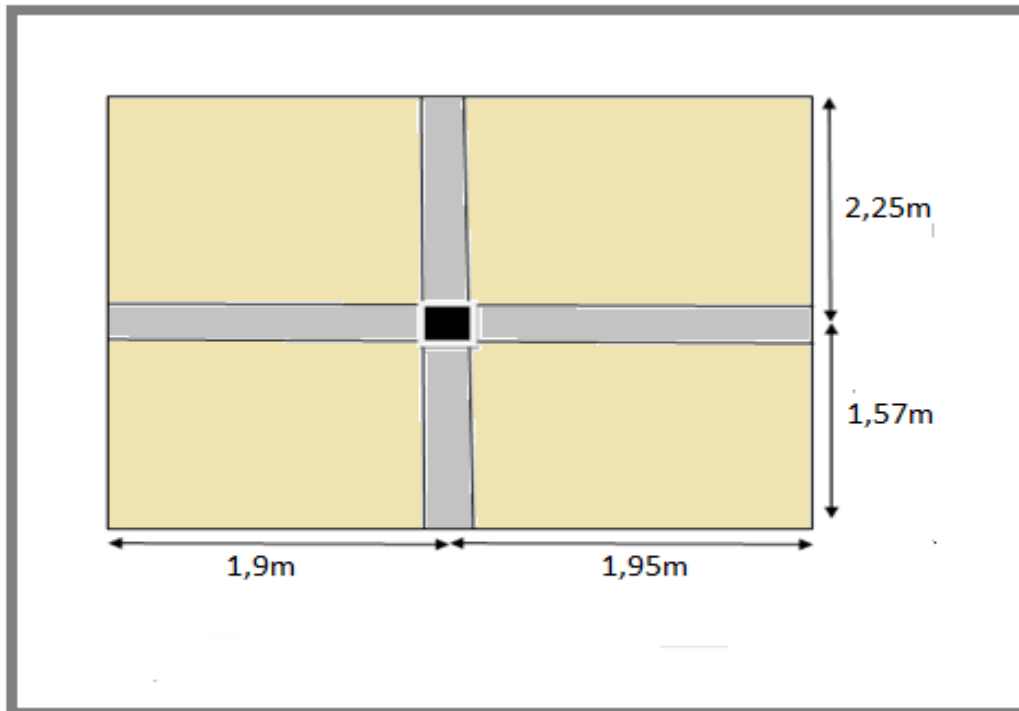


Figure II.10 représentation de la surface reprise par le poteau central

La portée de la poutre principale de (30x40) : $L = 3,825\text{m}$

La portée de la poutre secondaire de (30x 35) : $L=3,85\text{m}$

Calcul des différents poids :

- **Poids des poutres**

Poids des poutres porteuse : $G_{PP} = 11,48\text{KN}$

Poids des poutres non porteuse : $G_{PNP} = 10,10\text{KN}$.

- **Poids de poteaux**

Poids de poteau terrasse $(3,06 - 0,40) \times 25 \times (0,3)^2 = 5,99\text{KN}$

Poids de poteau RDC: $(4,08 - 0,40) \times 25 \times (0,3)^2 = 8,28\text{KN}$

Poids de poteau des étages courants : $(3,06 - 0,40) \times 25 \times (0,3)^2 = 5,99\text{KN}$

Charge d'exploitation :

L'évolution de la charge d'exploitation sont traité sur le tableau suivant :

Tableau II.1 : Dégression des surcharges pour poteau central

Niveau des planchers	Q_i (kN/m ²)	Charge D'exploitation	Σ Charges D'exploitation	Q cumulée (kN/m ²)
N 1	Q_0	1	Q_0	1
N 2	Q_1	1,5	$Q_0 + Q_1$	2,5
N 3	Q_2	1,5	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
N 4	Q_3	1,5	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
N 5	Q_4	1,5	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
N 6	Q_5	1,5	$Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5)$	7
N 7	Q_6	1,5	$Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6)$	7,75
N 8	Q_7	1,5	$Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7)$	8,497
N 9	Q_8	1,5	$Q_0 + 0,687(Q_1 + \dots + Q_8)$	9,244
N 10	Q_9	1,5	$Q_0 + 0,667(Q_1 + \dots + Q_9)$	10,05
N RDC	Q_{10}	1,5	$Q_0 + 0,65(Q_1 + \dots + Q_{10})$	10,75
SOUS SOL	Q_{11}	1,5	$Q_0 + 0,64(Q_1 + \dots + Q_{11})$	11,75

Tableau suivant représente le récapitulatif de la descente de charge pour poteau central

Tableau II.2: Descente de charge du poteau central

<i>Etages</i>	<i>Niveau</i>	<i>Désignation des éléments</i>	<i>G (KN)</i>	<i>Q (KN)</i>
10 ^{ème} étage	N1	Poids du plancher terrasse corp creux Poids des poutres Poids de poteau terrasse Total	100,9 21.58 5,99 128.47	14,73
9 ^{ème} étage	N2	Venant de N1 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Total	105.34 82.45 21.58 5,99 238.49	36,825
8 ^{ème} étage	N3	Venant de N2 XI Total	238.49 110.02 348.51	56.71
7 ^{ème} étage	N4	Venant de N3 XI Total	348.51 110.02 458.53	74.39
6 ^{ème} étage	N5	Venant de N4 XI Total	458.53 110.02 568.55	89.85
5 ^{ème} étage	N6	Venant de N5 XI Total	568.55 110.02 678.57	103.11
4 ^{ème} étage	N7	Venant de N6 XI Total	678.57 110.02 788.59	114.16
3 ^{ème} étage	N8	Venant de N7 XI Total	788.59 110.02 898.61	125.16
2 ^{ème} étage	N9	Venant de N8 XI Total	898.61 110.02 1008.63	136.16
1 ^{ère} étage	N10	Venant de N9 XI Total	1008.63 110.02 1118.65	147.3
RDC		Venant de N10 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage RDC	1118.65 82.45 21.58 8,28 1230.96	191.86
Sous sol		Venant de RDC Poids du plancher RDC Poids des poutres Total	1230.96 93.81 21.58 1354.63	220.41
Totale			1149.07	212.53

Tableau II.3 : Choix des sections des poteaux centraux

poteau	Etages	NG (kN)	NQ (kN)	NU (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	CHOIX (cm ²)
Central	10 ^{ème} étage	128.47	14,73	195,5295	129,05	11,36	30*30	30*30
	9 ^{ème} étage	238.49	36,825	377,199	248,95	15,78	30*30	30*30
	8 ^{ème} étage	348.51	56.71	555,5535	366,67	19,15	30*30	30*30
	7 ^{ème} étage	458.53	74.39	730,6005	482,20	21,96	30*30	30*30
	6 ^{ème} étage	568.55	89.85	902,3175	595,53	24,40	30*30	30*30
	5 ^{ème} étage	678.57	103.11	1070,7345	706,68	26,58	30*30	30*30
	4 ^{ème} étage	788.59	114.16	1235,8365	815,65	28,56	30*30	30*30
	3 ^{ème} étage	898.61	125.16	1400,8635	924,57	30,41	35*35	35*35
	2 ^{ème} étage	1008.63	136.16	1565,8905	1033,49	32,15	30*30	35*35
	1 ^{ère} étage	1118.65	147.3	1731,1275	1142,54	33,80	30*30	35*35
	RDC	1230.96	191.86	1949,586	1286,73	35,87	30*30	40*40
Sous sol	1354.63	220.41	2159,3655	1425,18	37,75	30*30	40*40	

Vérification de critère de résistance $\frac{N_u}{B} \leq f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

Tableau II.4 : Vérification de critère de résistance des poteaux centraux

Poteau	Etages	Nu (KN)	B(cm ²)	NU/B(MPA)	Conditions
Central	10 ^{ème} étage	195,5295	30*30	2.17	Vérifiée
	9 ^{ème} étage	377,199	30*30	4.19	Vérifiée
	8 ^{ème} étage	555,5535	30*30	6.17	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	730,6005	30*30	8.17	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	902,3175	30*30	10.02	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	1070,7345	30*30	11.90	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	1235,8365	30*30	13.73	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	1400,8635	35*35	11.43	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	1565,8905	35*35	12.78	Vérifiée
	1 ^{ère} étage	1731,1275	35*35	14.13	Vérifiée
	RDC	1949,586	40*40	12.18	Vérifiée
Sous sol	2159,3655	40*40	13.49	Vérifiée	

Le poteau de rive plus sollicité

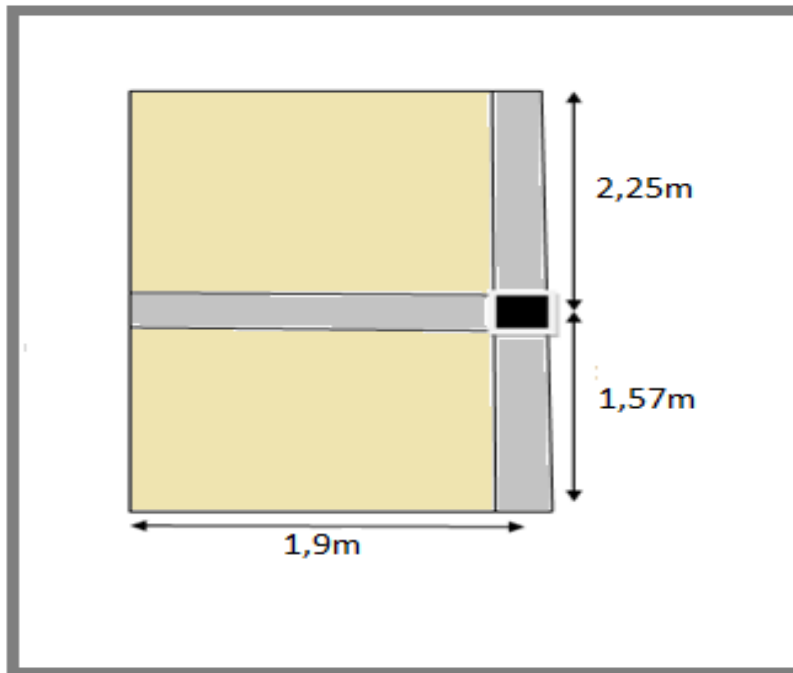


Figure II.11 représentation de la surface reprise par le poteau de rive.

La portée de la poutre principale de (30x40) = $L=3,825\text{m}$

La portée de la poutre secondaire de (25x 35)= $L=1.75\text{m}$

Calcul des différents poids

- **Poids des poutres**

Poids des poutres porteuse : $G_{PP}= 11,48\text{KN}$

Poids des poutres non porteuse : $G_{PNP}=3,83\text{kN}$.

- **Poids de poteaux**

Poids de poteau terrasse $(3,06 - 0,40) \times 25 \times (0,3)^2 = 5,99\text{KN}$

Poids de poteau RDC: $(4,08 - 0,40) \times 25 \times (0,3)^2 = 8,28\text{ KN}$

Poids de poteau des étages courants : $(3,06 - 0,40) \times 25 \times (0,3)^2 = 5,99\text{KN}$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 2.022 \text{ kN/m}$$

$$G = 2.022 \times 3.825 = 7.73 \text{ kN}$$

- **Charge d'exploitation**

L'évolution de la charge d'exploitation sont traité sur le tableau suivant :

Tableau II.5 : Dégression des surcharges des poteaux de rive.

Niveau des planchers	Q_i (kN/m ²)	Charge D'exploitation	Σ Charges D'exploitation	Q cumulée (kN/m ²)
N 1	Q_0	1	Q_0	1
N 2	Q_1	1,5	$Q_0 + Q_1$	2,5
N 3	Q_2	1,5	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
N 4	Q_3	1,5	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
N 5	Q_4	1,5	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
N 6	Q_5	1,5	$Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5)$	7
N 7	Q_6	1,5	$Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6)$	7,75
N 8	Q_7	1,5	$Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7)$	8,497
N 9	Q_8	1,5	$Q_0 + 0,687(Q_1 + \dots + Q_8)$	9,244
N 10	Q_9	1,5	$Q_0 + 0,667(Q_1 + \dots + Q_9)$	10,05
N _{RDC}	Q_{10}	1,5	$Q_0 + 0,65(Q_1 + \dots + Q_{10})$	10,75
SOUS SOL	Q_{11}	1,5	$Q_0 + 0,60(Q_1 + \dots + Q_{11})$	11,75

Tableau suivant représente le récapitulatif de la descente de charge pour poteau de rive

Tableau II.6: Descente de charge du poteau de rive.

Étages	Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
10 ^{ème} étage	N1	Poids du plancher terrasse corp creux Poids des poutres Poids de poteau Poids de l'acrotère total	39.41 15.31 5.99 7.73 68.44	7,46
9 ^{ème} étage	N2	Venant de N1 Poids du plancher corp creux Poids des poutres Poids de poteau Total	68.44 33.48 15.31 5.99 123.22	18,65
8 ^{ème} étage	N3	Venant de N2 X1 Total	123.22 54.78 178	28,72
7 ^{ème} étage	N4	Venant de N3 X1 Total	178 54.78 232.78	37,67
6 ^{ème} étage	N5	Venant de N4 X1 Total	232.78 54.78 287.56	45,50
5 ^{ème} étage	N6	Venant de N5 X1 Total	287.56 54.78 342.34	52,22
4 ^{ème} étage	N7	Venant de N6 X1 Total	342.34 54.78 397.12	57,81
3 ^{ème} étage	N8	Venant de N7 X1 Total	397.12 54.78 451.9	63,38
2 ^{ème} étage	N9	Venant de N8 X1 Total	451.9 54.78 506.68	68,96
1 ^{ère} étage	N10	Venant de N9 X1 Total	506.68 54.78 561.46	74,6
RDC		Venant de N8 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage RDC Total	561.46 33.48 15.31 8.28 598.23	85,8
Sous sol		Venant de N8 <i>Poids du plancher RDC</i> <i>Poids du poteau</i> <i>Poids de la poutre principale</i> <i>Poids de la poutre secondaire</i> Total	598.23 618.53	97,16
Totale	Σ		618.53	97.16

Choix des sections de poteau de rive

Tableau II.7 : Choix des sections de poteau de rive

Poteau	Etages	NG	NQ	NU	Br	a=b	RPA	CHOIX
		(kN)	(kN)	(kN)	(cm ²)	(cm)	(cm)	(cm)
Rive	10 ^{ème} étage	68.44	7,46	103,58	68,36	6,27	30	30
	9 ^{ème} étage	123.22	18,65	194,32	128,25	9,32	30	30
	8 ^{ème} étage	178	28,72	283,38	187,03	11,67	30	30
	7 ^{ème} étage	232.78	37,67	370,75	244,7	13,64	30	30
	6 ^{ème} étage	287.56	45,5	456,45	301,26	15,36	30	30
	5 ^{ème} étage	342.34	52,22	540,48	356,72	16,89	30	30
	4 ^{ème} étage	397.12	57,81	622,82	411,06	18,27	30	30
	3 ^{ème} étage	451.9	63,38	705,13	465,38	19,57	30	30
	2 ^{ème} étage	506.68	68,96	787,45	519,72	20,8	30	30
	1 ^{ère} étage	561.46	74,6	869,87	574,11	21,96	30	35
	RDC	598.23	85.8	891.25	589.14	22.67	30	40
	SOUS SOL	618.53	97,16	980,75	647,29	23,44	30	40

Vérification de critère de résistance

$$\frac{NU}{B} \leq fbc = 14,2 \text{ Mpa}$$

Le poteau d'angle plus sollicité

Tableau II.8 Vérification de critère de résistance des poteaux de rives.

Poteau	Etages	Nu (KN)	B(cm ²)	NU/B(MPA)	Conditions
Rive	10 ^{ème} étage	103,58	30*30	1,15	Vérifiée
	9 ^{ème} étage	194,32	30*30	2,15	Vérifiée
	8 ^{ème} étage	283,38	30*30	3,14	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	370,75	30*30	4,12	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	456,45	30*30	5,07	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	540,48	30*30	6	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	622,82	30*30	6,92	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	705,13	30*30	7,83	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	787,45	30*30	8,75	Vérifiée
	1 ^{ère} étage	869,87	35*35	7,1	Vérifiée
	RDC	801,25	40*40	6,13	Vérifiée
	SOUS SOL	980,75	40*40	6,95	Vérifiée

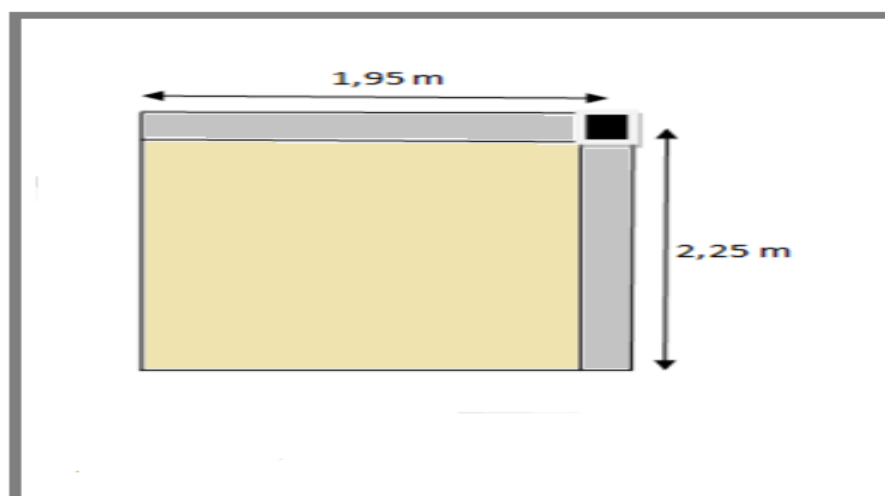


Figure II.12: Représentation de la surface reprise par le poteau d'angle.

- La portée de la poutre principale (30*40) : $L=2,45\text{m}$
- La portée de la poutre secondaire (25*35) : $L=1,75\text{m}$

Calcul des différents poids

- **Poids des poutres**

Poids des poutres porteuse : $G_{PP} = 7,35\text{KN}$

Poids des poutres non porteuse : $G_{PNP}=3,83\text{kN}$.

- **Poids de poteaux**

Poids de poteau terrasse $(3,06 - 0,40) \times 25 \times (0,3)^2 = 5,99\text{KN}$

Poids de poteau RDC: $(4,08 - 0,40) \times 25 \times (0,3)^2 = 8,28\text{ KN}$

Poids de poteau des étages courants : $(3,06 - 0,40) \times 25 \times (0,3)^2 = 5,99\text{KN}$

Le poids total de l'acrotère

$G = G_1 + G_2 = 2.022\text{kN/m}$

$G = 2.022 \times 4.2 = 8.49\text{kN}$

Charge d'exploitation

L'évolution de la charge d'exploitation sont traité sur le tableau suivant :

Tableau II.9 Dégression des surcharges pour poteau d'angle.

Niveau des planchers	Q_i (kN/m^2)	Charge D'exploitation	Σ Charges D'exploitation	Q cumulée (kN/m^2)
N 1	Q_0	1	Q_0	1
N 2	Q_1	1,5	$Q_0 + Q_1$	2,5
N 3	Q_2	1,5	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
N 4	Q_3	1,5	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
N 5	Q_4	1,5	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
N 6	Q_5	1,5	$Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5)$	7
N 7	Q_6	1,5	$Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6)$	7,75
N 8	Q_7	1,5	$Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7)$	8,497
N 9	Q_8	1,5	$Q_0 + 0,687(Q_1 + \dots + Q_8)$	9,244
N 10	Q_9	1,5	$Q_0 + 0,667(Q_1 + \dots + Q_9)$	10,05
N _{RDC}	Q_{10}	1,5	$Q_0 + 0,65(Q_1 + \dots + Q_{10})$	10,75
SOUS SOL	Q_{11}	1,5	$Q_0 + 0,65(Q_1 + \dots + Q_{11})$	11,75

Tableau suivant représente le récapitulatif de la descente de charge pour poteau d'angle

Tableau II.10. Descente de charge du poteau d'angle

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
10 ^{ème} étage	N1	Poids du plancher terrasse Corp. Creux Poids des poutres Poids de poteau terrasse Poids de l'acrotère Total	23.62 11.18 5,99 8.49 49.28	4,39
9 ^{ème} étage	N2	Venant de N1 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Total	49.28 20.07 11.18 5,99 86.52	10,98
8 ^{ème} étage	N3	Venant de N2 X1 Total	86.52 37.24 123.76	16,90
7 ^{ème} étage	N4	Venant de N3 X1 Total	123.76 37.24 161	22,17
6 ^{ème} étage	N5	Venant de N4 X1 Total	161 37.24 198.24	26,78
5 ^{ème} étage	N6	Venant de N5 X1 Total	198.24 37.24 235.48	30,73
4 ^{ème} étage	N7	Venant de N6 X1 Total	235.48 37.24 272.72	34,02
3 ^{ème} étage	N8	Venant de N7 X1 Total	272.72 37.24 309.96	37,30
2 ^{ème} étage	N9	Venant de N8 X1 Total	309.96 37.24 347.2	40,58
1 ^{ère} étage	N10	Venant de N8 X1 Total	347.2 37.24 384.44	43,9
RDC		Venant de N8 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage RDC Total	384.44 20.07 11.18 8,28 398.23	50.23

Sous sol		Venant de N9 X1	398.23 35.74	
		Total	423.97	57,18
Totale			423,97	57,18

Choix des sections de poteau d'angle

Tableau II.11 : Choix des sections de poteau d'angle.

Poteau	Etages	NG (kN)	NQ (kN)	NU (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	CHOIX (cm ²)
Angle	10 ^{ème} étage	49.28	4,39	73,11	48,25	4,95	30*30	30*30
	9 ^{ème} étage	86.52	10,98	133,27	87,96	7,38	30*30	30*30
	8 ^{ème} étage	123.76	16,9	192,42	127	9,27	30*30	30*30
	7 ^{ème} étage	161	22,17	250,6	165,39	10,86	30*30	30*30
	6 ^{ème} étage	198.24	26,78	307,79	203,14	12,26	30*30	30*30
	5 ^{ème} étage	235.48	30,73	363,993	240,23	13,5	30*30	30*30
	4 ^{ème} étage	272.72	34,02	419,2	276,67	14,63	30*30	30*30
	3 ^{ème} étage	309.96	37,3	474,39	313,1	15,69	30*30	30*30
	2 ^{ème} étage	347.2	40,58	529,59	349,53	16,69	30*30	30*30
	1 ^{ère} étage	384.44	43,9	584,84	385,99	17,65	30*30	35*35
	RDC	423.97	57,18	658,13	404,36	17,54	30*30	40*40
	Sous sol	423.97	57,18	658,13	434,36	18,84	30*30	40*40

Vérification de critère de résistance

$$\frac{NU}{B} \leq f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$$

Tableau II.12 : Vérification de critère de résistance poteau d'angle.

Poteau	Etages	Nu (KN)	B(cm ²)	NU/B(MPA)	Conditions
Angle	10 ^{ème} étage	73,11	30*30	0,81	Vérifiée
	9 ^{ème} étage	133,27	30*30	1,48	Vérifiée
	8 ^{ème} étage	192,42	30*30	2,14	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	250,60	30*30	2,78	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	307,79	30*30	3,42	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	363,993	30*30	4,04	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	419,20	30*30	4,65	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	474,39	30*30	5,27	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	529,59	30*30	5,88	Vérifiée
	1 ^{ère} étage	584,84	30*30	4,77	Vérifiée
	RDC	610.23	35*35	4,1	Vérifiée
	Sous sol	658,13	35*35	4.67	Vérifiée

Le choix final des sections des poteaux

Choix final des poteaux est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.13 : Tableau comparatif des sections des poteaux.

<i>choix des sections final</i>			
<i>étage</i> <i>poteaux</i>	poteau central	Le poteau de rive	Le poteau d'angle
10 ^{ème} étage	30*30	30*30	30*30
9 ^{ème} étage	30*30	30*30	30*30
8 ^{ème} étage	30*30	30*30	30*30
7 ^{ème} étage	30*30	30*30	30*30
6 ^{ème} étage	30*30	30*30	30*30
5 ^{ème} étage	30*30	30*30	30*30
4 ^{ème} étage	30*30	30*30	30*30
3 ^{ème} étage	35*35	30*30	30*30
2 ^{ème} étage	35*35	30*30	30*30
1 ^{ère} étage	35*35	35*35	30*30
RDC	40*40	40*40	35*35
SOUS SOL	40*40	40*40	35*35

II.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons pré dimensionné tous les éléments résistants à savoir :

- ✓ Les poutres
- ✓ Les voiles
- ✓ Les poteaux

III.1 Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- ♦ Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- ♦ Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre structure. Nous citons les l'acrotère et le balcon, les planchers, et enfin les escaliers dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99**.

III.2 Calcul des éléments secondaires

III.2.1 Acrotère

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

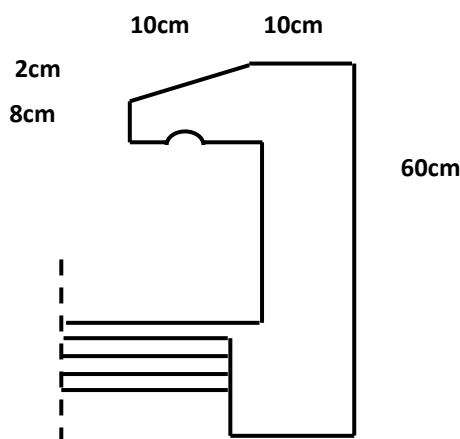


Figure III.1. Acrotère.

III.2.1 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.

$$S = (0,10 \times 0,6) + (0,08 \times 0,10) + 0,1 \times \frac{0,02}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/m}$$

Le poids des enduits au ciment ($e_p=1,5\text{cm}$) :

$$G_2 = [0,015 \times (0,6+0,5)] \times 18 = 0,297 \text{ kN/m}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 2,022 \text{ kN/m}$$

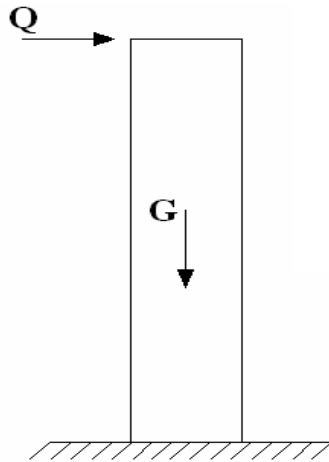


Figure III.2 Charges et surcharges agissent sur l'acrotère.

b. Charge d'exploitation

$$Q=1,00 \text{ kN/ml}$$

L'action des forces horizontales Q_h ; (F_p).

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p=4AC_pW_p$ (6-3)[3]

Avec

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **Tableau (4.1) RPA** pour la zone et le groupe d'usage appropriés [$A=0,25$].....groupe 2.

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère =2,022 kN.

$$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,022=1,62 \text{ kN.}$$

$$Q_h=\text{Max} (1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,62 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_h = 1,62 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur

$$G=2,022 \text{ kN/ml et } Q_h=1,62 \text{ kN/ml}$$

III.2.2 Calcul des efforts

Pour une bande de 1m de largeur

$$\text{E.L.U : } N_u = 1,35G = 2,73 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5 \cdot Q_h \cdot h = 1,46 \text{ kNm}$$

$$T_u = 1,5 \cdot Q_h = 2,43 \text{ kN}$$

E.L.S

$$N_{\text{ser}} = G = 2,02 \text{ kN}$$

$$M_{\text{ser}} = Q_h \cdot h = 0,972 \text{ kNm}$$

$$T_{\text{ser}} = Q_h = 0$$

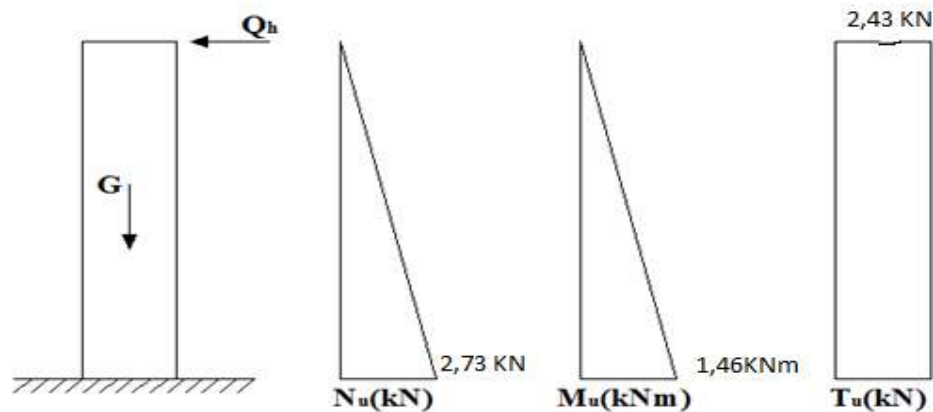


Figure III.3 Diagramme des efforts à l'ELU.

III.2.3 Ferrailage de l'acrotère

$$h=10 \text{ cm ; } b=100 \text{ cm ; } f_{c28}=25 \text{ MPa ; } \sigma_{bc}=14,17 \text{ MPa ; } c=c'=2 \text{ cm ; } f_e=400 \text{ MPa}$$

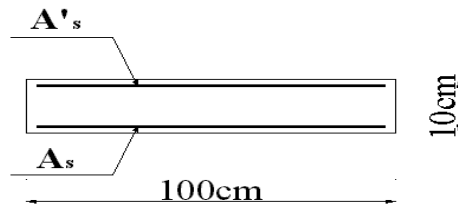


Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère.

- Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,46}{2,73} = 53,47 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

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 »

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,54 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,016$$

$$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \quad \text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,021$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,93 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,026 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 55,8 \text{ mm}^2$$

- $A_{s1} = A'_s = 0$

- $A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 47,95 \text{ mm}^2$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,48 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.2.4 Vérification de la section d'acier selon le BAEL91

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième 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 :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa}; \quad f_e=400\text{MPa}; \quad b=100\text{cm}; \quad d=8\text{cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ 1\text{cm}^2; 0,97\text{cm}^2 \right\} = 1\text{cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour 6T6=1,70cm²

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

III.2.5 Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425\text{cm}^2$$

On choisi 4T6=1,13 cm² avec un espacement : $S_t = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$

III.2.6 Vérification des à L'E.L.S

a. Détermination de l'axe neutre

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48,12\text{cm}$$

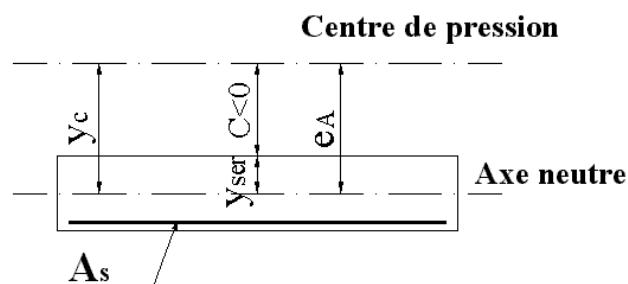


Figure III.5. Distance de l'axe neutre

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.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 51,12 \text{ cm} \Rightarrow C = -43,12 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

D'après le [2], 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

$$n = 15; \begin{cases} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A'_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5499,79 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A'_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 156350,72 \end{cases}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -2.10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,63$$

$$y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -85,53 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 46,26 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 39,27 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 46,26 \text{ cm}$

$$Y_{ser} = Y_c + C = 3,14 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 3,14 \text{ cm} \\ y_c = 46,26 \text{ cm} \end{cases}$$

b. Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] \quad ; \quad n = 15$$

avec : $A_s' = 0$

$$\Rightarrow I = 163427 \text{ cm}^4$$

III.2.7 Vérification des contraintes**a. Contrainte du béton**

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,02 \cdot 10^3 \times 46,26 \cdot 10}{1634,27 \cdot 10^4} \right) \times 31,4 = 1,79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e \quad ; \quad \text{Max}(0,5 f_e \quad ; \quad 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 41,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 9,75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.2.8 Vérification à l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,43 \cdot 10^3}{80 \cdot 10^3} = 0,03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

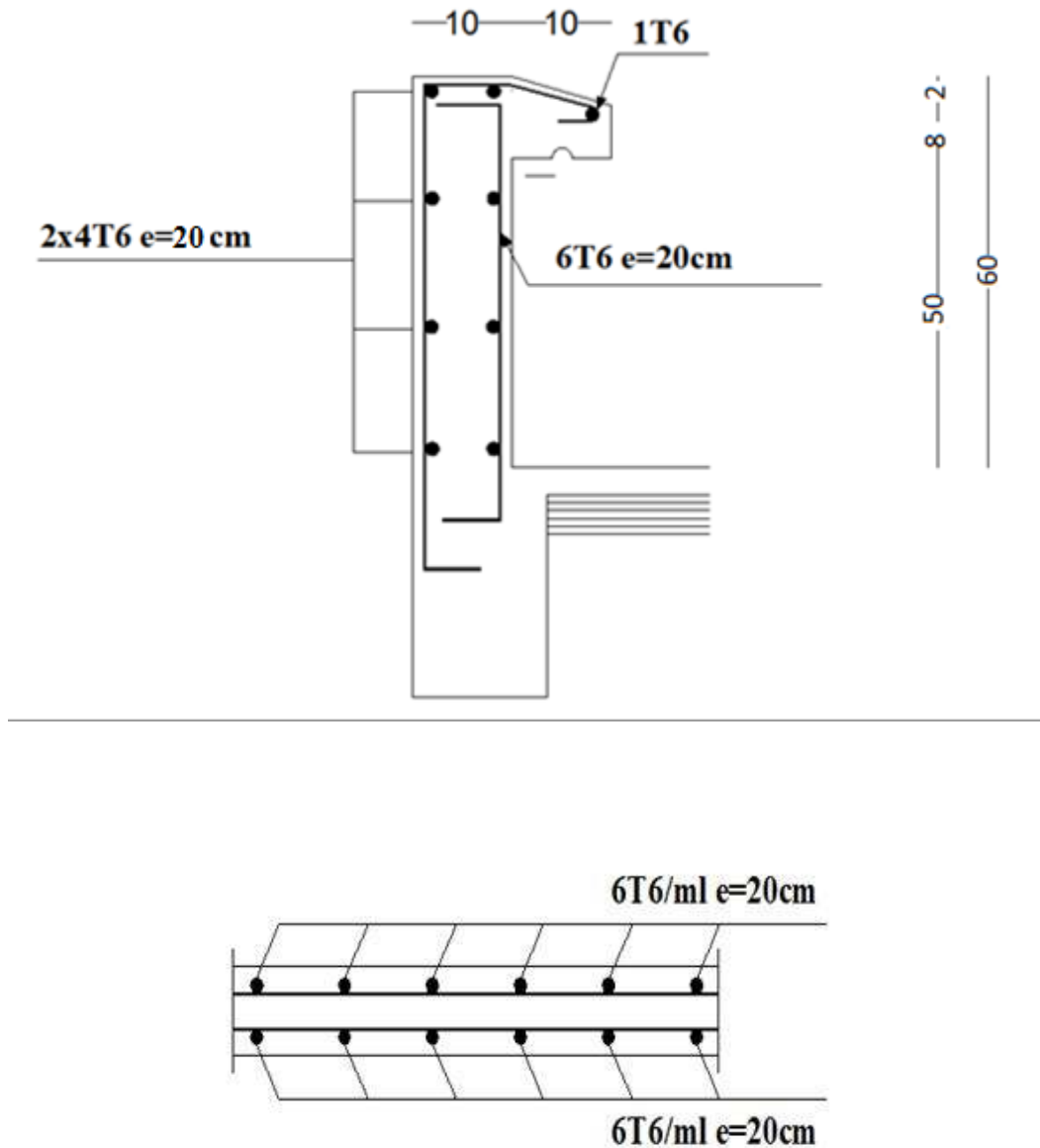


Figure III.6 Ferrailage de l'acrotère

III.3 Etude des balcons

III.3.1 Introduction

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

- Un poids propre.
- La surcharge d'exploitation.

- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps.
- Un moment à l'extrémité dû à l'effort appliqué sur le garde-corps.

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

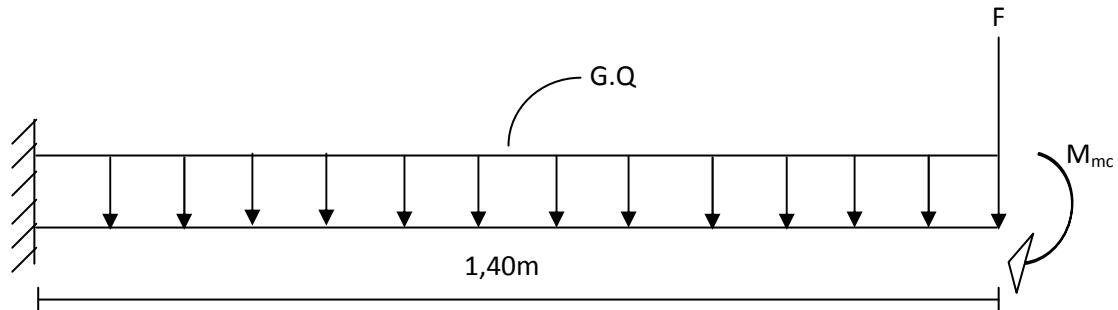


Figure III.7 : Schéma statistique du balcon

III.3.2 Calcul des charges sollicitant le balcon

a. Charges permanentes et surcharges d'exploitation

b. Charge permanente :

- Carrelage (ép=2cm)	0,4kN/m ²
- Mortier de pose	0,4 kN/m ²
- Lit de sable	0,36kN/m ²
- Dalle en B.A (ép=16cm)	4,00 kN/m ²
- Enduit au ciment (ép=2cm).....	0,36 kN/m ²
	$\Sigma G=5,52 \text{ kN/m}^2$

Pour une bande de 1m

$$G \times 1\text{m} = 5,52 \times 1 = 5,52 \text{ KN/m}$$

- **Charge d'exploitation**

$Q = 3,5 \text{ kN/m}$, pour une bande de 1m.

- **Charge concentrée**

- Enduit au ciment :0,36kN/m²
- Maçonnerie (ép=10cm) :0,90 kN/m²
- Enduit au ciment :0,36kN/m²

$$F = 1,62 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m, $F = 1,62 \text{ kN/m}^2$

• **Moment due à la main courante**

$$M_{mc} = Q \times L = 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ kN/m}$$

c. Combinaisons des charges

Tableau III.1 : Les combinaisons des charges.

	ELU	ELS
q (kN/m)	12,70	9,02
F(kN)	2,19	1,62
M_{mc}(kN.m)	1,5	1,00

Tableau III.1 : Les combinaisons des charges.

d. Calcul des efforts internes

Le diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant seront déterminer par les formules de la R.D.M suivantes

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

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

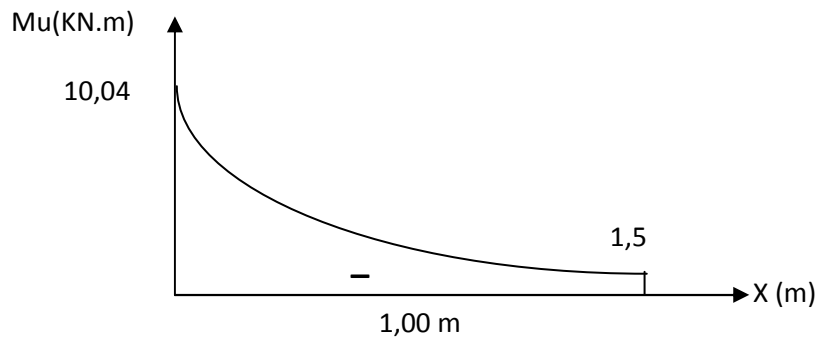


Figure III.8. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

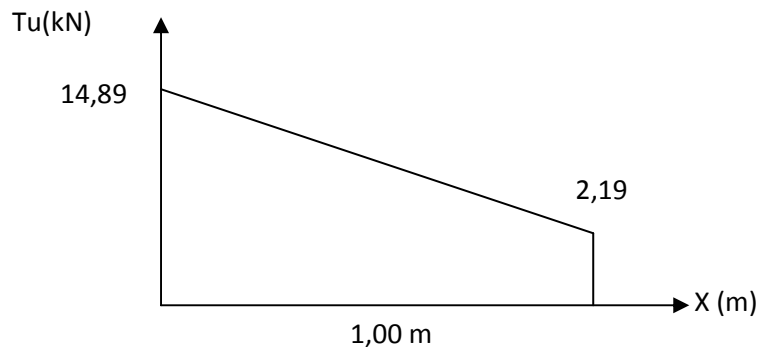


Figure III.9. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

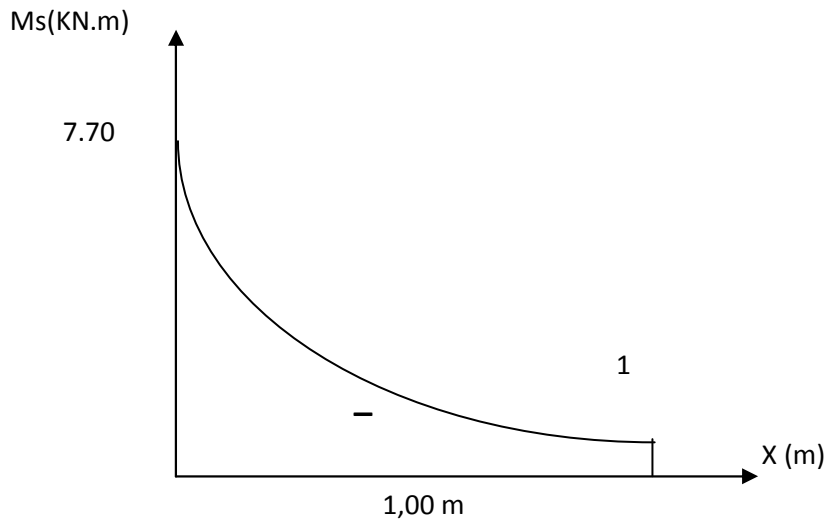


Figure III.10. Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

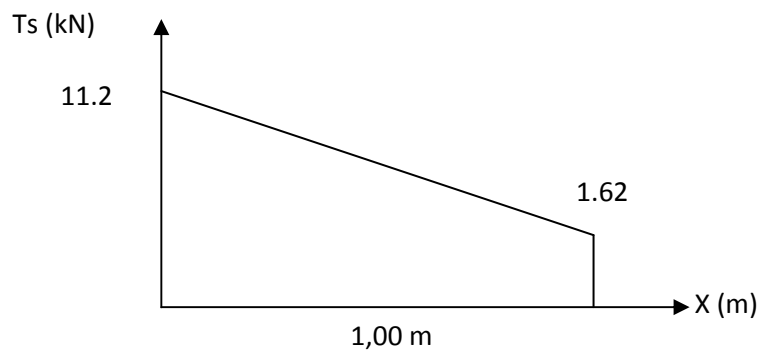


Figure III.11. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

III.3.3 Calcul du ferrailage

a. Armatures principales

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire $(bxh)=(100 \times 16) \text{cm}^2$

Les données : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$, $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$, $d = 14 \text{ cm}$, $f_e = 400 \text{ MPa}$

Tableau III.2. Ferrailage du balcon

MU (kN,m)	μ	$\mu < \mu_r$	A'S (cm ²)	α	Z (cm)	As (cm ²)	Le choix	As (cm ²)	ESP (cm)
10,04	0,039	oui	0	0,0497	13,23	2,18	5T10	3,93	20

(33 et 3h) pour une charge répartie
 $S_t < \min$ }
 (22 et 2h) pour une charge concentrée

33 cm }
 $S_t < \min$ } $\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \dots \dots$ **Espacement vérifié**
 22 m }

b. Armatures de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.98 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 1.97 \text{ cm}^2$$

On adopte: 3T8/ml = 1.51 cm² avec: S_t = 20 cm

III.3.4 Vérification

a. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_s^{\min} = 1.69 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Vérification à l'effort tranchant

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

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0.1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{14.89 \cdot 10^3}{1000 \times 140} = 0.11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification des contraintes

On considère que la fissuration est préjudiciable.

- **Position de l'axe neutre "y"**

- $\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$
- **Moment d'inertie "I":**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec: $n=15$; $\eta=1,6(H.A)$; $c'=2cm$; $d=14cm$; $b=100cm$; $A'_s=0$

Ondoitvérifierque

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} fe; \max(0,5 fe; 110\sqrt{\eta f_{t28}})\right) = 201,6MPa \end{cases}$$

Avec : $\eta=1,6(H.A)$

Tableau III.3 : Vérification des contraintes.

$M_{ser}(kNm)$	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
7,70	3,93	4,17	8113.33	3,96	vérifiée	139,94	vérifiée

• **Vérification de la flèche**

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser de la vérification de la flèche.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{16}{140} = 0,11 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{3.93}{100 \times 14} = 0,0028 < 0,0105 \dots \text{vérifiée}$$

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

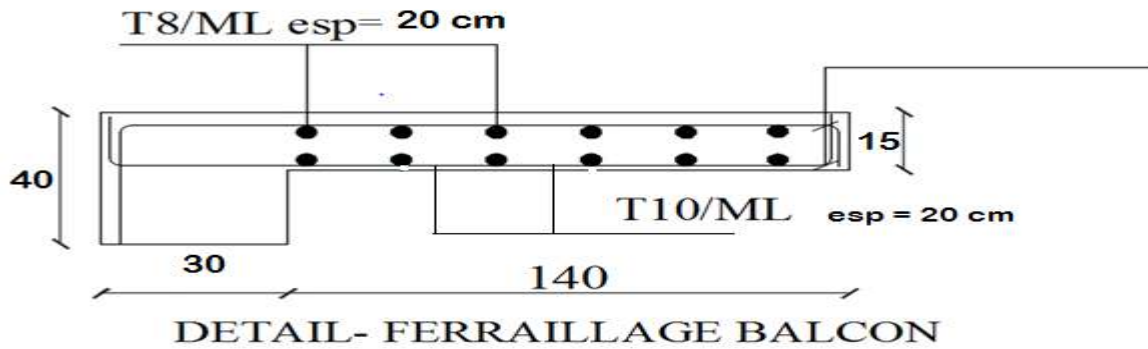


Figure III.12: Schéma de ferrailage des balcons.

III.4 Etude des planchers

III.4.1 Introduction

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.

III.4.2 Plancher à corps creux

On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur **21cm**.

III.4.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles

Notre bâtiment comporte deux type de planchers constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

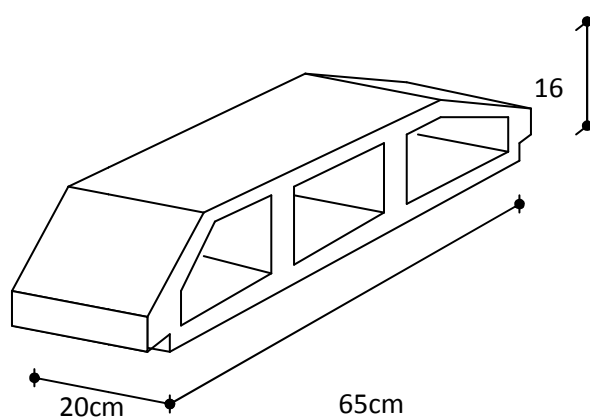
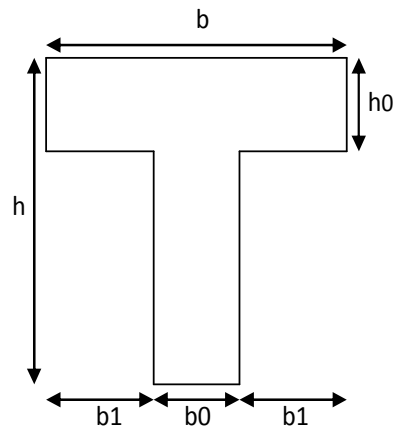


Figure III.13. Corps Creux

III.4.2.1 Etude 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.



$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) * h_t$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right) \text{ Figure III.14 : Schéma de poutrelle}$$

Tel que :

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b = 2 * b_1 + b_0$$

$$b_0 = (0,4; 0,6) * h = (8; 12) \text{ cm. On adopte } b_0 = 12 \text{ cm.}$$

Soit : **$b_0 = 12 \text{ cm.}$**

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right) \Rightarrow b \leq 2 * \min \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right) + b_0$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

$$L_y = 450 - 30 = 420 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min \left(\frac{53}{2}, \frac{420}{10} \right) = 26.5 \text{ cm.} \Rightarrow b = 2 * 26.5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

Soit : **$b = 65 \text{ cm}$**

III.3.2.1.2 Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles

- A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

- A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Tableau III.4 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.58	1.00	10.38	6.75	7.58	4.93
Etages d'habitation	5.59	1.50	9.80	6.37	7.09	4.61

Conclusion :

Le plancher terrasse est le plus sollicité.

III.4.2.1.3 Les Différents types de poutrelles

Type 1: 2 travées

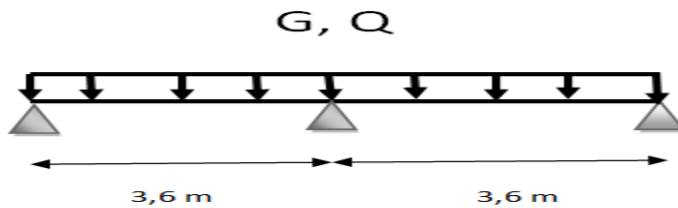


Figure III.15 : Schéma de ferrailage des poutrelles type 1

Type2: 3travées.

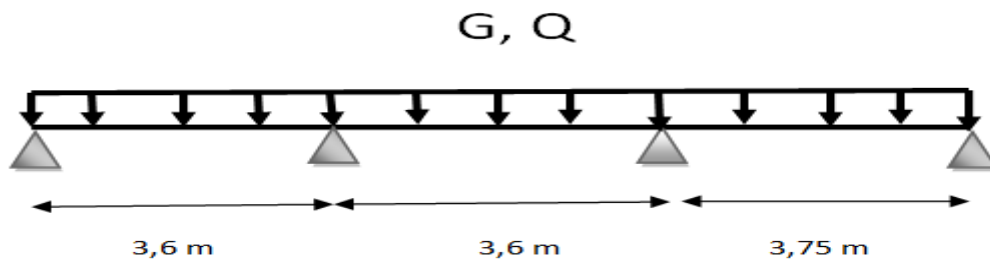


Figure III.16. Schéma de ferrailage des poutrelles type 2

Type3: 5 travées.

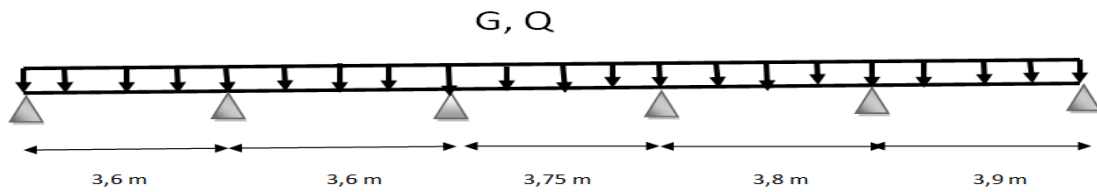


Figure III.17. Schéma de ferrailage des poutrelles type 3

III.4.2.1.4 Méthode de calcul

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé pour calculer les moments : la méthode **forfaitaire**, méthode de **Caquot** et la méthode de **RDM**.

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

- **Méthode forfaitaire**

- **condition d'application**

1- Il faut que le plancher soit à surcharge modérée : $Q \leq \text{MAX}\{ 2G, 5 \text{ KN/m}^2 \}$

2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

3- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25$$

4- La fissuration est non préjudiciable.

Dans le cas où l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on applique la méthode de Caquot.

- **Méthode de CAQUOT**

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

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

➤ **Exposé de la méthode**

• **Moment sur appuis**

$$M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} \dots \dots \dots \text{Appuis intermédiaire}$$

• **Moment en travée**

$$(M_i) = (M_0) + \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{16(M_0)}$$

Avec :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : charge répartie à gauche de l'appuis considérée ;

q_e : charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcul, de chaque coté de l'appuis, les longueurs de travées fictives " l'_w " à gauche et " l'_e " à droite, avec :

$l' = l$pour une travée de rive

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

Où " l " représente la portée de la travée libre

• **Effort tranchant**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,

T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré

TYPE 1 : poutrelle à deux travées.

récapitulation des moments sur appuis et en travées de la poutrelle.(3,6m,3,6m)**Vérification des conditions d'application**

- **Plancher terrasse inaccessible**

$$G = 6,58 \text{KN/m}^2$$

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

$$Q \leq \max (2G ; 5 \text{KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

- **Plancher étages d'habitation**

$$G = 5,59 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{KN/m}^2.$$

$$Q \leq (2G ; 5 \text{KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité car ses sections sont constants.....**vérifier.**

Les portées successives sont dans un rapport entre 0,8 et 1,25

$$3,60/3,60 = 1 \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

La fissuration ne compromet pas la tenue de béton armé et de ses revêtements car elle Considère comme peu préjudiciable.

➤ **Exposée de la méthode**

Le principe consiste à autoriser le transfert de moment entre les sections sur appuis, et en travées et réciproquement.

a. Calcul des moments

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

Les moments en travées et en appuis doivent vérifier

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max\{(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0\}.$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots (\text{Cas d'une travée de rive}).$$

$$M_{t1} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots (\text{Cas d'une travée intermédiaire}).$$

Avec :

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (c'est le moment isostatique)

- M_g et M_d : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

- M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée

- $M = 0.2 M_0$appui de rive

- $M = 0.6 M_0$pour une poutre à deux travées

- $M = 0.5 M_0$pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

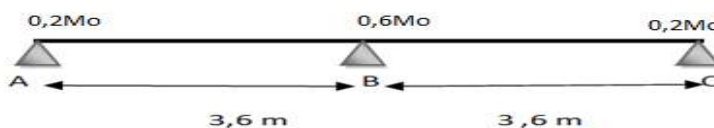
- $M=0.4 M_0$pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

b. Calcul des efforts tranchants

➤ **Application**

Terrasse inaccessible : Il y a trois types de poutrelle :

❖ **Type1 :** poutrelle à deux travées.



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

$G = 6,58 \text{ KN/m}^2$.

$P_u=6,75 \text{KN/ml}$

$$P_s = 4,93 \text{ KN/ml}$$

Moments isostatiques

- À l'ELU :

$$M_0^{AB} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6,75 \times (3,60)^2}{8} = 10,94 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6,75 \times (3,60)^2}{8} = 10,94 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS

$$M_0^{AB} = 7,99 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = 7,99 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis

- À l'ELU

$$M_A = 0,2 \times 10,94 = 2,19 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \times 10,94 = 6,56 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2 \times 10,94 = 2,19 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS

$$M_A = 0,2 \times 7,99 = 1,60 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \times 7,99 = 4,79 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2 \times 7,99 = 1,60 \text{ KN.m}$$

Moment en travée

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6,58} = 0,13$$

$$\begin{cases} (1,2 + 0,3\alpha) = 1,24 \\ (1 + 0,3\alpha) = 1,04 \end{cases}$$

À l'ELU

$$\left\{ M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \right.$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Travée A-B (travée de rive)

$$\begin{cases} M_t \geq 1.05 \times 10.94 - \frac{2.19 + 6.56}{2} = 7,11 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.24}{2} \times 10.94 = 6.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée :B-C(travée de rive)

$$\begin{cases} M_t \geq 1.05 \times 10,94 - \frac{2.19 + 6.56}{2} = 7.11 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.24}{2} \times 10,94 = 6.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **À L'ELS**

Travée A-B(travée de rive)

$$\begin{cases} M_t \geq 1.05 \times 7.99 - \frac{1.6 + 4.79}{2} = 5.19 \text{ N.m} \\ M_t \geq \frac{1.24}{2} \times 7.99 = 4.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

TravéeB-C : (travée de rive)

$$\begin{cases} M_t \geq 1.05 \times 7,99 - \frac{4.79 + 1.6}{2} = 5,19 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.24}{2} \times 7.99 = 4.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les efforts tranchants

- **À L'ELU**

Travée A-B

$$\begin{cases} M_g = 2.19 \text{ KNm} \\ M_d = 6.56 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 7.11 \text{ KNm} \\ L = 3.6 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\triangleright a = L \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{Md + Mt}{Mg + Mt}}} = 3.6 \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{6.56 + 7.11}{2.19 + 7.11}}} = 1.63$$

$$\triangleright b = L - a = 1.97$$

$$V_A = -2 \cdot \frac{Mg + Mt}{a} = -11.41 \text{ KN}$$

$$V_B = 2 \cdot \frac{Md + Mt}{b} = 13.88 \text{ KN}$$

Travée B-C

$$\left\{ \begin{array}{l} Mg = 6.56 \text{ KNm} \\ Md = 2.19 \text{ KNm} \\ Mt = 7.11 \text{ KNm} \\ L = 3.6 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$a = 1.97 \quad ; \quad b = 1.63$$

$$V_B = -13.88 \text{ KN}$$

$$V_C = 11.41 \text{ KN}$$

- **À l'ÉLÉ**

Travée A-B

$$\left\{ \begin{array}{l} Mg = 1.6 \text{ KNm} \\ Md = 4.79 \text{ KNm} \\ Mt = 5.19 \text{ KNm} \\ L = 3.6 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$- \quad a = 1.63 \quad ; \quad b = 1.97$$

$$V_A = -8.33 \text{ KN}$$

$$V_B = 10.13 \text{ KN}$$

Travée B-C

$$\left\{ \begin{array}{l} M_g = 4.79 \text{ KNm} \\ M_d = 1.6 \text{ KNm} \\ M_t = 5.19 \text{ KNm} \\ L = 3.6 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$a = 1.97 \quad ; \quad b = 1.63$$

$$V_B = -10.13 \text{ KN}$$

$$V_C = 8.33 \text{ KN}$$

Les résultats des sollicitations sont présentés dans les tableaux suivants :

Type 1

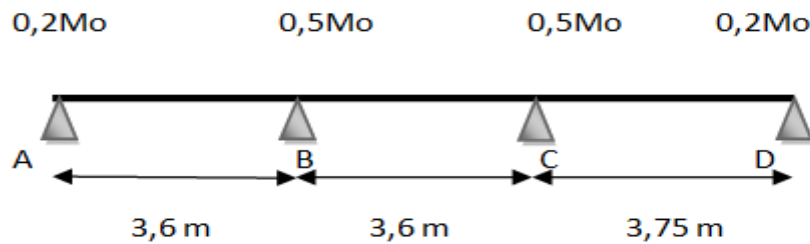
Tableau III.5 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU.

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.60	6.75	10.94	2.19	6.56	7.11	-11.41	13.88
B-C	3.60	6.75	10.94	6.56	2.19	7.11	-13.88	11.41

Tableau III.6 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS.

Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.60	4.93	7.99	1.6	4.79	5.19	-8.33	10.13
B-C	3.60	4.93	5.99	4.79	1.6	5.19	-10.13	8.33

❖ **TYPE 2.** poutrelle à trois travées



❖ **Vérification des conditions d'application**• **Plancher terrasse inaccessible**

$$G = 6,58 \text{ KN/m}^2$$

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

$$Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• **Plancher étages courants**

$$G = 5,59 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité car ses sections sont constants.....**vérifier.**

Les portées successives sont dans un rapport entre 0,8 et 1,25

$$3,60/3,60 = 1 \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

$$3,75 / 3,60 = 0,96 \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

Donc on utilise la méthode **forfaitaire**

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

$$G = 6,58 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 6,75 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 4,93 \text{ KN/ml}$$

❖ **TYPE 2**

Tableau III.7 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELU.

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3,6	6.75	10.93	2.19	5.46	7.65	-11.78	13.58
B-C	3.6	6.75	10.93	5.46	5.94	6.68	-13.64	13.87
C-D	3,75	6.75	11.88	5.94	2.38	8.31	-14.18	12.29

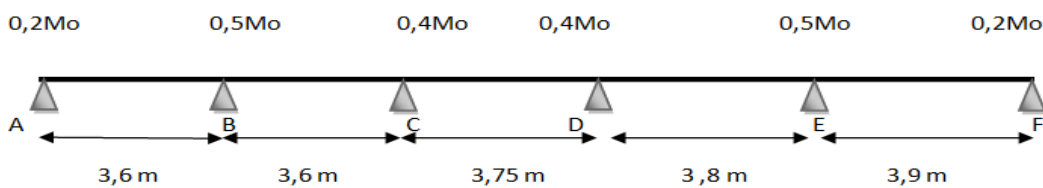
• **Calcul à l'ELS**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.8 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELS.

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3,6	4.93	7.97	1.59	3.98	5.58	-8.59	9.90
B-C	3,6	4.93	7.97	3.98	4.33	5.14	-10.25	10.40
C-D	3,75	4.93	8.67	4.33	1.73	6.07	-10.35	8.91

TYPE 3: poutrelle à Cinque travées



Vérification des conditions d'application

- **Plancher terrasse inaccessible**

$G = 6,58 \text{ KN/m}^2$

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

$Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

- **Plancher étages courants**

$G = 5,59 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2.$

$Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité car ses sections sont constants.....**vérifier.**

Les portées successives sont dans un rapport entre 0,8 et 1,25

$3,60/3,60 = 1 \dots\dots\dots \text{vérifier.}$

$3,75 / 3,6 = 0,96 \dots\dots\dots \text{vérifier.}$

$3,8/3,75 = 1,01 \dots\dots\dots \text{vérifier.}$

$3,9/3,8 = 1,03 \dots \dots \dots$ **vérifier.**

Donc on utilise la méthode **forfaitaire**

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

$G = 6,58 \text{ KN/m}^2$.

$P_u = 6,75 \text{ KN/ml}$

$P_s = 4,93 \text{ KN/ml}$

❖ TYPE 3

Tableau III.9 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à l'ELU

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (Kn.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3,6	6.75	10.93	2.19	5.46	7.65	-11.78	13.58
B-C	3.6	6.75	10.93	5.46	4.75	6.68	-13.26	12.91
C-D	3,75	6.75	11.88	4.75	4.87	7.66	-13.27	13.33
D-E	3 ,8	6.75	12.18	4.87	6.41	7.33	-13.26	14.02
E-F	3,9	6.75	12.83	6.41	2.57	8.98	-14.66	12.83

• Calcul à l'ELS

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau III.10 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à l'ELS.

Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3,6	4.93	7.97	1.59	3.98	5.58	-8.59	9.90
B-C	3,6	4.93	7.97	3.98	3.47	5.14	-9.97	9.73
C-D	3,75	4.93	8.67	3.47	3.56	5.59	-9.69	9.73
D-E	3,8	4.93	8.9	3.56	4.68	5.63	-9.99	10.52
E-F	3,9	4.93	9.37	4.68	1.87	6.56	-10.70	9.37

III.3.2.1.5 Ferrailage des poutrelles

• Poutrelle type 3

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\mathbf{E.L.U} : M_{tu}^{\max} = 8,98 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 6,41 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 14,66 \text{ kN}$$

$$\mathbf{E.L.S} : M_{tser}^{\max} = 6,56 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 4,68 \text{ kNm}$$

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

a. Ferrailage longitudinal en travée

Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times \left(0,189 - \frac{0,05}{2} \right) = 0,076 \text{ MN.m}$$

$$M_{tu} = 0,076 \text{ MN.m}$$

$$M_{t \max} = 8,98 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$M_{tu} > M_{t \max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

▪ Calcul des armatures

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{f_{bc} d^2 b} = \frac{8,98 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,65 \times 0,189^2} = 0,027 < 0,186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_s = 10\% \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{On a } \mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,392$$

$$\mu_{bc} < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

Calcul de A_s :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.027}) = 0.034$$

$$Z = 0.189 \times (1 - 0.4 \times 0.034) = 0.186 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{8.98 \times 10^{-3}}{348 \times 0.186} = 1.39 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 1.39 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.189 \times 2.1}{400} = 1.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_s \quad \text{Vérfiée.}$$

b. Ferrailage longitudinal sur appuis :

On a : $M_{\text{au}}^{\max} = 6.41 \times 10^{-3} \text{ MNm} < M_{\text{tab}} = 0,076 \text{ MNm}$

\Rightarrow L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

$$\mu_{bc} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.41 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.189^2 \times 14.17} = 0.019$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.098}) = 0.023$$

$$z = 0.189 \times (1 - 0.4 \times 0.023) = 0.171$$

$$A_{\text{rive}} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{z \times \sigma_s} = \frac{6.41 \times 10^{-3}}{0.171 \times 348} = 10.77 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = 1.07 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_s = 1T12 = 1.13 \text{ cm}^2$

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.189 \times 2.1}{400} = 1.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_s \quad \text{Vérfiée.}$$

c. Vérification

Effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max}=14,66\text{kN}$.

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

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,64.\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

- **Appuis de rives**

- **Vérification de la compression du béton [2]**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u=12,83\text{kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{12,83 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,63 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Vérification des armatures longitudinales [2]

On choisit : $A_s = 1\text{T}10 = 0,79\text{cm}^2$

$$- A_s = 0,79\text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,28.\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires**

- **Vérification de la contrainte de compression [2]**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0 d} = \frac{14,66 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,72\text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [2] :**

$$A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0.9d}}{\sigma_s} = -0.37 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

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 une 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 l'ELS, on doit vérifier

$$\text{que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} [4]$$

• Détermination de l'axe neutre

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

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

$$\text{Avec : } n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; c = c' = 2 \text{ cm}$$

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

$$\begin{cases} b y^2 + 30(A_s + A'_s) y - 30(d A_s + c' A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2 + 15 A'_s (y - c')^2 \end{cases}$$

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

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

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

Tableau III.11 : Vérification de la contrainte de béton.

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	6.56	2.36	4.03	9351.27	2.83	vérifiée
Appuis	4.68	1.13	2.9	4922.03	2.75	vérifiée

Vérification de la flèche

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

Les conditions à vérifier :

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

Avec

$h=21cm$; $b_0=12cm$; $d=18.9cm$; $L=3,90 m$; $M_{tser}=6.56kNm$; $M_0=9.37kNm$; $A_s=2,36cm^2$; $f_e=400MPa$.

Alors:

$$\frac{h}{L} = 0,054 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = 0,011 > 0,0105 \dots \dots \dots \text{non, vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,054 < 0,07 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

Alors

Puisque les (03) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [2].

$$\text{Tel que : } \quad \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \quad \text{Si } L \geq 5,00 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L < 5,00 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \bar{f} = \frac{390}{500} = 0,78 \text{ cm}$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre « y_1 »^[1]

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

- Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 »^[2] :

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

- Calcul des moments d'inerties fictifs^[3]

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

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

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

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau

Tableau III.12: Calcul de la flèche

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
6.56	2,36	7.2	0,010	147.07	4.11	1.64	0,46	23257.12	8045.78	13256.45

- Calcul des modules de déformation

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,38 \text{ cm} \quad (L = 3.90 \text{ m})$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,69.cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,31.cm < \bar{f} = 0,78.cm \dots\dots\dots vérifiée$$

-Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance *FeE24* ($f_e=235MPa$)

Selon le C.B.A 93

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 f_e} \quad K = 1 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right.$$

• RPA 99 version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,6cm; 1cm; 1,2cm)$$

On adopte : $\phi_t=6mm$

Donc :

Choix des armatures

$$\text{On adopte : } A_t=2\phi_6=0,57cm^2$$

- Selon le C.B.A 93
 - $\frac{A_t}{S_t} \geq 0cm$
 - $S_t \leq 17.01cm$
 - $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.012cm$

- Selon le « RPA 99 version 2003 »
 - $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 cm$
 - $S_t \leq 5.25 cm \dots\dots Zone nodale$
 - $S_t \leq 10.5 cm \dots\dots\dots Zone courante$

Choix des espacements

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

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

❖ **Poutrelle type 2**

❖ Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont

E.L.U : $M_{tu}^{max} = 8,31kNm$

$M_{au}^{max} = 5.94kNm$

$T_u^{max} = 13.57kN$

E.L.S : $M_{tser}^{max} = 6.07kNm$

$M_{aser}^{max} = 4.33kNm$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau III.13: Ferrailage de Plancher terrasse

	$M_u(KN.m)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A'_s (cm^2)$	α	Z(cm)	$A_s^{cal} (cm^2)$	Choix	$A_s^{adp} (cm^2)$
Travée	8,31	0,025	Oui	0	0,032	18,6	1.28	3T10	2.36
Appui	5.94	0,018	Oui	0	0.023	18.7	0.91	1T12	1.13

- Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 * b * d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [2]$$

Tableau III.14 Vérification de la Condition de non fragilité.

Position	As (choisi)	As _{min}	observation
Travée	2.36	1.48	vérifier
Appuis	1.13	0.27	vérifier

Tableau III.15 Vérification de l'effort tranchant

Position	Tu max (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Travée	13.57	0,60	3,33	Vérifier

- Vérification des contraintes

Tableau III.16 Vérification de la contrainte de béton.

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
Travée	6.07	2.36	4.04	9351.26	2.62	vérifiée
Appuis	4.33	1.13	2.89	4922.05	2.54	vérifiée

-Vérification de la flèche

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau

Tableau III.17: Calcul de la flèche

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
6.07	2,36	7.20	0,010	136.09	4.11	1.64	0,51	23257.12	8045.78	13256.45

Donc :

$$f_i = 0.33\text{cm}$$

$$f_v = 0.59 \text{ cm}$$

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [2].

$$\bar{f} = \frac{375}{500} = 0,75 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0.26 \text{ cm} \leq \bar{f} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Calcul des armatures transversales et l'espacement

On adopte : $A_t = 2\emptyset 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Choix des espacements

$$\diamond \begin{cases} S_t = 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

❖ Poutrelle type 1

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

E.L.U :

$$M_{tu}^{\max} = 7.11 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 6.56 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 13.88 \text{ kN}$$

E.L.S :

$$M_{tser}^{\max} = 5.19 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 4.79 \text{ kNm}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau III.18: Ferrailage de Plancher terrasse

	M_u (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	7.11	0,022	Oui	0	0,027	18,7	1.09	3T10	2.36
Appui	6.56	0,02	Oui	0	0.025	18.7	1.01	2T12	2.26

Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 * b * d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [2]$$

Tableau III.19 : Vérification de la Condition de non fragilité

Position	As (choisi)	As _{min}	observation
Travée	2.36	1.48	vérifier
Appuis	1.13	0.27	vérifier

Tableau III.20 .Vérification de l'effort tranchant.

Position	Tu max (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Travée	13.88	0,61	3,33	Vérifier

- Vérification des contraintes**Tableau III.21** : Vérification de la contrainte de béton.

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
Travée	5.19	2.36	4.04	11230.57	1.87	vérifiée
Appuis	4.79	1.13	2.89	4922.05	2.81	vérifiée

- Vérification de la flèche

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau

Tableau III.22 : Calcul de la flèche

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
5.19	2,36	7.21	0,010	115.74	4.11	1.64	0,45	20504.6	7915.44	11797.81

Donc :

$$f_i = 0.26\text{cm}$$

$$f_v = 0.53 \text{ cm}$$

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} \quad [2].$$

$$\bar{f} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0.26 \text{ cm} \leq \bar{f} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

On adopte : $A_t = 2\emptyset 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Choix des espacements

$$\diamond \begin{cases} S_t = 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Schéma de ferrailage des poutrelles

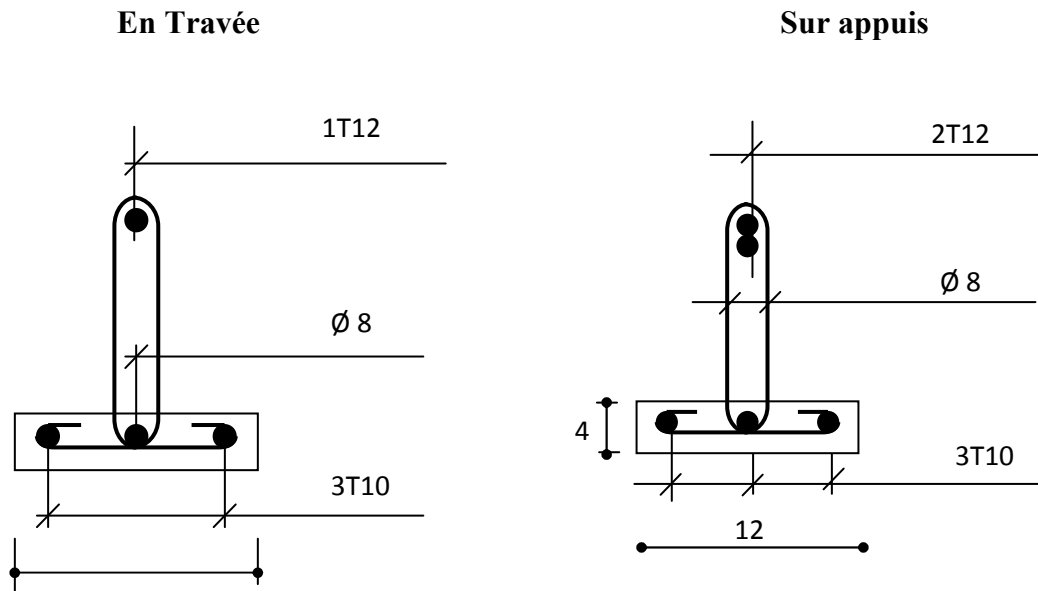


Figure III.18 .Schéma de ferrailage des poutrelles type 1,2,3

III.4.2.2 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 :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A_1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A_2 : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que :

L=65cm ; $f_e=235\text{MPa}$ (acier rond lisse)

Donc on obtient : $A_1 = 1,11\text{cm}^2/\text{ml}$.

On prend : **6T6=1,18cm²**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,56\text{cm}^2$$

Soit : **6T6=1,18cm²** $S_t=20\text{cm}$.

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. $S_t \quad S_t/2$

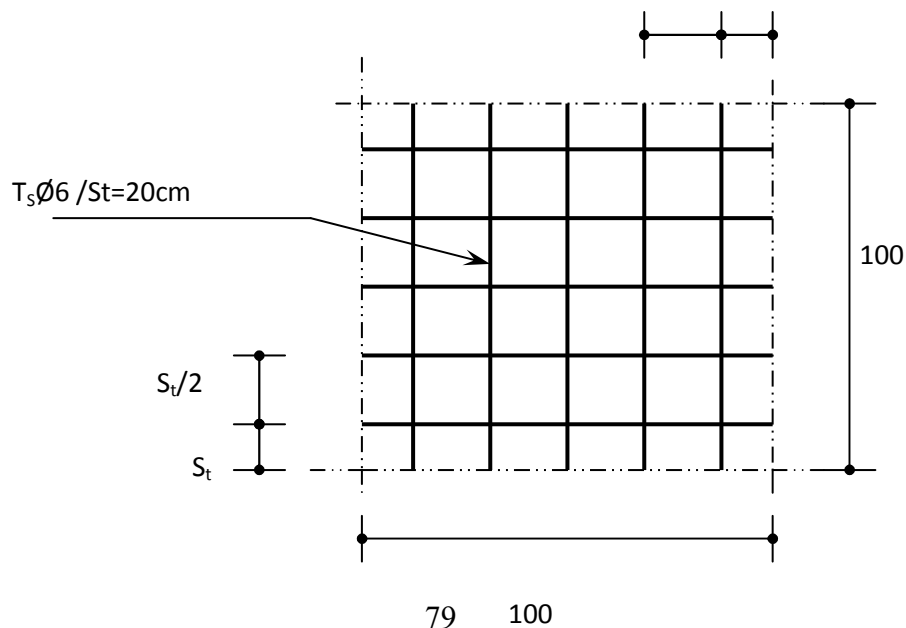


Figure III.19 : Ferrailage de la dalle de compression

III.5 Escalier

III.5.1 Introduction

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte une seule type d'escalier .

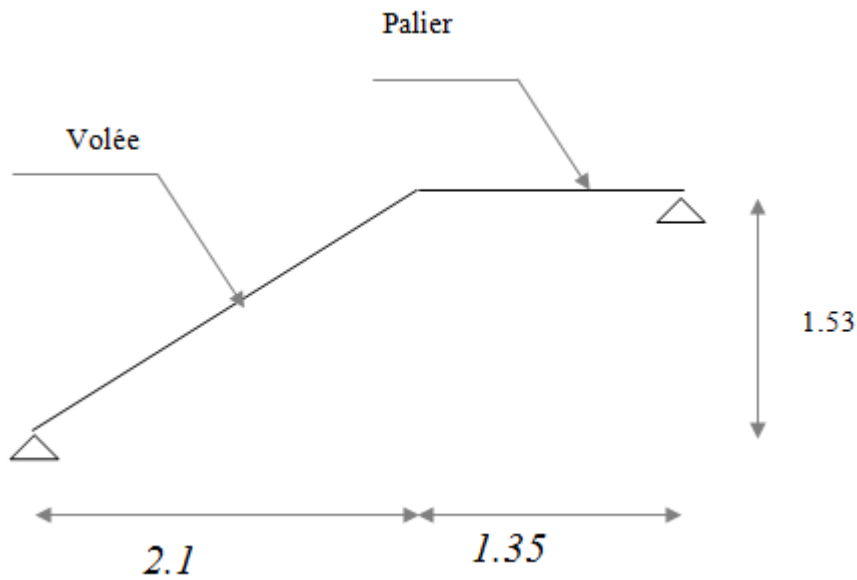


Figure III.20 : Vue en plan de l'escalier

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

- $2h+g=64$ (III.1)
- $n \times h = H$ (III.2)
- $(n-1)g=L$ (III.3)

Avec

- n : Le nombre des contre marches
- $(n-1)$: Le nombre des marches

En remplaçant (III.2) et (III.3) dans (III.1), on obtient :

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

Avec

- n : La racine de l'équation

Les valeurs de H et L

$$H=153\text{cm} ; L=210\text{cm}$$

$$64n^2-580n+306=0$$

Solution

$$n_1=0,56\dots\dots\dots\text{refusée.}$$

$$n_2=8,5$$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche $n=9$
- le nombre des marches $n-1=8$

Alors

$$h = \frac{H}{n} = 0,17m = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0,26m = 26\text{cm}$$

a. Vérification de l'équation de "BLONDEL"

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)\text{cm} \\ (16 \leq h \leq 18)\text{cm} \\ (22 \leq g \leq 33)\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64\text{cm} \\ h = 17\text{cm} \\ g = 27\text{cm} \end{cases} \text{ Vérifiée}$$

a. Détermination de l'épaisseur de la pailasse

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 12,66 \leq e \leq 19\text{cm} ;$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,2 = \sqrt{(2,1)^2 + (1,53)^2} + 1,2 = 3,80\text{m}$$

On prend donc l'épaisseur $e=15\text{cm}$

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

b. Angle d'inclinaison de la paillasse

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{210} = 0,73 \Rightarrow \alpha = 36,07^\circ$$

III.5.2 Evaluation des charges

III.5.2.1 Palier

a. Charges permanentes

1- Carrelage(e=2cm)	0,40KN/m ²
2- Mortier de pose (e=2cm)	0,40KN/m ²
3- Lit de sable (e=3cm)	0,54KN/m ²
4- Dalle pleine(e=15cm)	3,75KN/m ²
5- Enduit en ciment (e=2cm).....	0.36KN/m ²
	G₁=5,45KN/m²

b. Charge d'exploitation

$$Q_1=2,50\text{KN/m}^2$$

III.5.2.2 Paillasse

➤ Charges permanentes

2 Carrelage(e=2cm)	0,40KN/m ²
3 Mortier de pose (e=2cm)	0,40KN/m ²
4 Lit de sable (e=3cm)	0,54KN/m ²
5 Poids propre de la marche $\frac{25 \times 0,17}{2} =$	2,12KN/m ²
6 Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25 \times 0,15}{\cos 36,07} \right) =$	4,64KN/m ²
7 Garde-corps	1,00KN/m ²
8 Enduit en ciment (e=2cm)	0,36KN/m ²
	G₂=9.46 KN/m²

➤ Charge d'exploitation

$$Q_2=2,50\text{KN/m}^2$$

Schéma statique :

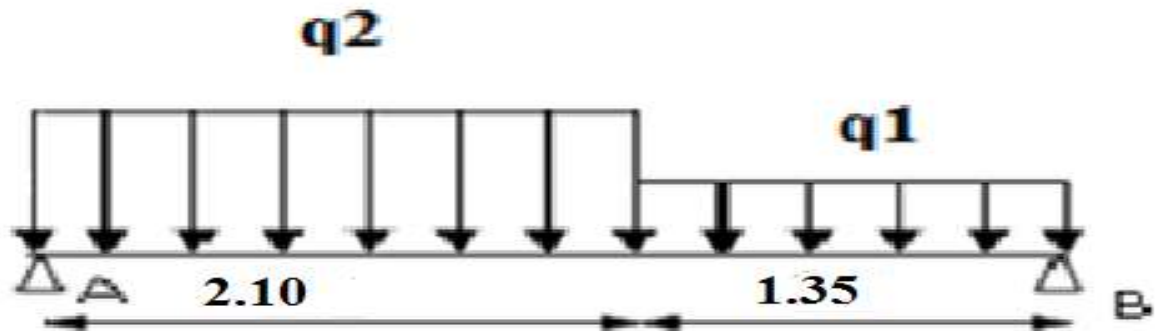


Figure III.21 :Schéma statique

III.5.2.3 Combinaison des charges

- E.L.U

$$q_{u1}=1,35G_1+1,5Q_1$$

$$q_{u2}=1,35G_2+1,5Q_2$$

- E.L.S

$$q_{ser1}=G_1+Q_1$$

$$q_{ser2}=G_2+Q_2$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau III.23. Charge à L'ELU et L'ELS

	q_1 (KN/ml)	q_2 (KN/ml)
ELU	11,10	16,52
ELS	7,95	11,96

Du fait que le système est hyperstatique on a opté pour modéliser et calculer notre élément sur le logiciel de calcul SAP2000.

A'ELU

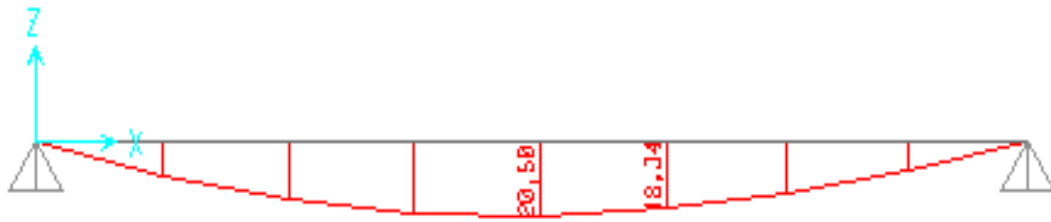


Diagramme de moment fléchissant

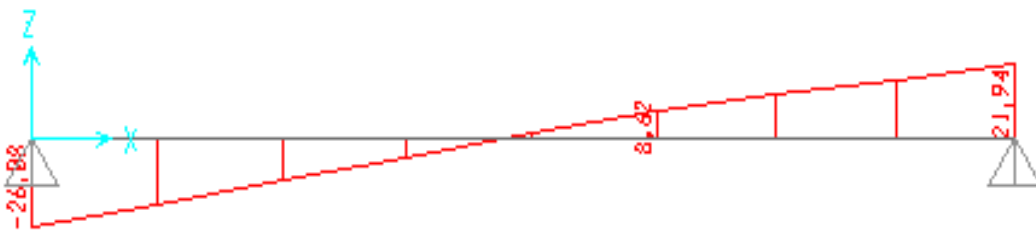


Diagramme de l'effort tranchant

A'ELS

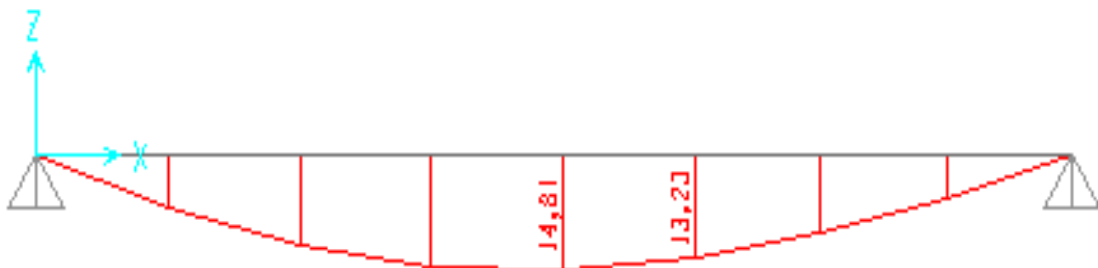


Diagramme de moment fléchissant

- **Moment**

$$M_t=0,85 M_0= 17.43 \text{ KNm}$$

$$M_a=0,5 M_0= 10.25 \text{ KNm}$$

III.5.2.4 Calcul des armatures

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

$$\text{Tel que : } b=100\text{cm ; } h=15\text{cm}$$

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur

$$f_{c28} = 25\text{MPa} \quad f_{bc} = 14,17\text{MPa} ; f_{t28} = 2,10\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=13,5\text{cm}$$

$$\sigma_s = 348\text{MPa} \quad \gamma_s = 1,15 ; f_e=400\text{MPa}$$

Tableau III.24: Ferrailage de l'escalier

	M_u (KNm)	$A_s^{cal} / ml(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp} / ml(\text{cm}^2)$
Travée	17,43	3,85	4T12	4,52
Appuis	10,25	2,23	4T10	3,14

III.5.2.5 Espacement e

- **En travée :** $esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

On prend : esp=25 cm

- **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

On prend : esp=25 cm

III.5.2.6 Armature de répartition

- **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,13 \text{ cm}^2 / ml \leq A_r \leq 2,26 \text{ cm}^2 / ml$

Le choix est de 4T8=2,01 cm² avec S_t=20cm

- **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,78 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Le choix est de 3T8=1,51cm² avec S_t=25cmn

III.5.2.7 Vérifications

a. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ *vérifiée*

Sur appui : $A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ *vérifiée*

b. Effort tranchant

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{26,08 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,193 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$
vérifiée

➤ 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.

2 Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

3 Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 26,08.10^3 - \frac{10,25.10^6}{0,9 \times 135} = -58282,14 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

c. Vérification des armatures transversales

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,193 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Vérification à L'E.L.S

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

d.1 Vérification des contraintes du béton

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=13,5\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.25 Vérification à L'E.L.S

	$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	12,59	4,52	3,65	8199.03	5,60	Vérifiée
Appui	7,40	3,14	3,13	6087,13	3,80	Vérifiée

d.2 Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{330} = 0,045 > 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{4,52}{100 \times 13,5} = 0,003 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,045 < 0,085 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

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

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [2].

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \quad L=3.30\text{m} < 5\text{m}. \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right.$$

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_t \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$E_i=32164,20\text{MPa}$; $E_v=10721,40\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau

Tableau III.26 : Vérification de la flèche de l'escalier

$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	δ	$\sigma_s(\text{MPa})$	λ_i	λ_v	μ	$I_0(\text{cm}^4)$	$I_{fi}(\text{cm}^4)$	$I_{fv}(\text{cm}^4)$
12,59	4,52	0,0033	206,33	6,36	2,55	0,24	30565,8	13308,42	18961,41

Donc

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,320\text{cm} \\ f_v = 0,674\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,354\text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{300}{500} = 0,66\text{cm}$$

$\Rightarrow \Delta f_T = 0,354\text{cm} < \bar{f} = 0,66\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

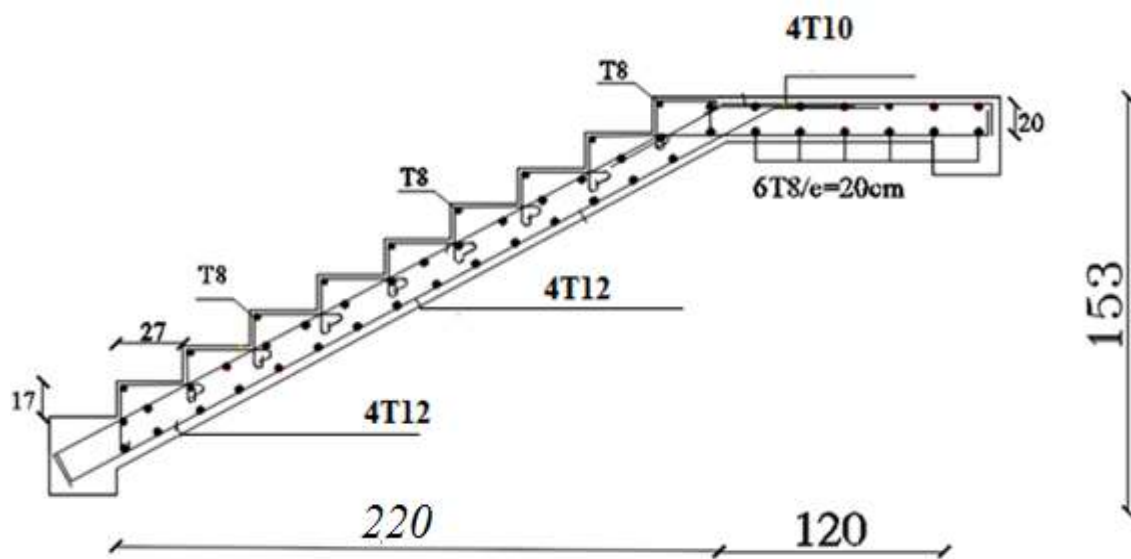


Figure III.22: ferrailage de l'escalie

III.6 Poutre palière

Le calcul se fait en flexion simple pour une poutre simplement appuyée et uniformément chargée sollicitée par

- Son poids propre.

III.6.1.1 Pré dimensionnement :

- Règle du BAEL 91

➤ 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 $0,3 \cdot h \leq b \leq 0,7 \cdot h$

Avec

L : la portée de la poutre.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

➤ Condition de RPA 99 "version 2003"

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après

- $b \geq 20$ cm.

- $h \geq 30$ cm.

- $h/b \leq 4,0$.

La poutre palière de portée: $L_{\max} = 3,40$ m.

➤ Selon le règlement du BAEL 91 "modifié 99"

➤ $(22,66 \leq h \leq 34)$ cm \Rightarrow on prend : $h = 35$ cm [1].

➤ $(12 \leq b \leq 28)$ cm \Rightarrow on prend : $b = 30$ cm.

➤ Vérification des conditions de RPA 99 "version 2003"

$b \geq 20$ cm \longrightarrow $b = 30$ cm..... c'est vérifiée.

$h \geq 30$ cm \longrightarrow $h = 35$ cm..... c'est vérifiée.

$h/b < 4$ \longrightarrow $40/30 = 1,33 < 4$ c'est vérifiée.

III.6.1.2 Évaluation des charges

- Poids propre de la poutre $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2.62 \text{ kN/ml}$.

$G_p = 3$

$T_u = 34.39 \text{ KN}$

$T_s = 24.91 \text{ KN}$

$Q_u = T_u + 1.35(G_p) = 34.39 + 1.35(2.62) = 37.92$

$Q_s = T_s + G_p = 24.91 + 2.62 = 27.53$

III.6.1.3 Combinaison des charges

Tableau III.27 : Combinaison des charges.

	ELU (KN/m)	ELS (KN/m)
q_u (kN/ml)	37.92	27.53

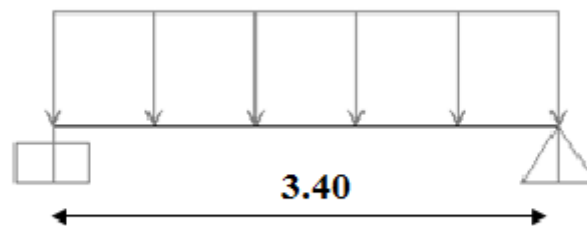


Figure III.23. Schéma statique de la poutre palière

III.6.1.4 Calcul des efforts

Tableau III.28 Calcul des efforts

	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Tu (KN)
ELU	47,21	27,77	65,35
ELS	34,28	20,16	47,45

III.6.1.5 Calcul du ferrailage

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m.
- Les armatures principales sont calculées par l'organigramme I (Annexe).

Les données :

$b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $d = 36 \text{ cm}$.

$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $\gamma_b = 1,15$; $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$; $\gamma_s = 1,5$; $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$.

Tableau III.29 : Calcul du ferrailage.

	M_u (kN.m)	A'_s (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{ado} (cm ²)
Travée	47,21	0	3,93	3T16=6,03
Appui	27,77	0	2,27	3T14=4,62

III.6.1.6 Vérification

a. Condition de non fragilité

$A_s \geq A_{s \text{ min}} = 0,23.b.d. (f_{t28}/f_e)$

Avec: $f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

$A_{s \text{ min}} = 0,23 \times 30 \times 36 \times (2,1/400) = 1,30 \text{ cm}^2$.

$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1,30 \text{ cm}^2$ En travée.

$A_s = 2,27 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1,30 \text{ cm}^2$ Sur appui.

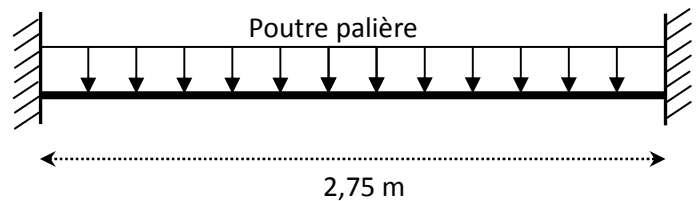
La condition est vérifiée

b. Contrainte de cisaillement

Il faut que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15.f_{c28}/\gamma_b, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$.

$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b.d} = \frac{65,35 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = 0,61 \text{ Mpa}$



$\Rightarrow \tau_u = 0,61 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$ Donc la condition de cisaillement est vérifiée.

L'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :

On a deux cas qui se posent :

$T_u - \frac{M_a}{0,9 \times d} < 0 \Rightarrow$ Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

$T_u - \frac{M_a}{0,9 \times d} > 0 \Rightarrow$ Les armatures doivent être ancrées au-delà des appuis.

$T_u - \frac{M_a}{0,9 \times d} = 65,35 - \frac{27,77 \times 10^3}{0,9 \times 360} = -20,36 \text{ kN} < 0 \Rightarrow$ Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

e. Vérification des armatures transversales

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,605 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

a. Vérification à L'E.L.S :

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

d.1 Vérification des contraintes du béton :

- Position de l'axe neutre :

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

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=36\text{ cm} ; b=30\text{cm} ; A_s'=0$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.30 : Vérification à L'E.L.S

	$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	34,28	6,03	12,02	69378,95	5,94	Vérifiée
Appui	20,16	4,62	10,79	56605,37	3,84	Vérifiée

d.2 Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{40}{340} = 0,118 > 0,0625 \quad \text{vérifiée} \\ \frac{6,03}{30 \times 36} = 0,0056 < 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,118 > 0,085 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

III.7 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons ferrailé les éléments secondaire savoir :

- ✓ L'acrotère
- ✓ Les poutrelles
- ✓ Le balcon
- ✓ Les escaliers

IV.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 les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS2016** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.2 Etude sismique

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 propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.1 Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

IV.2.2 Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation. (mass source).

- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

IV.3 Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au 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.

IV.3.1 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

b. 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 :
- la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

IV.3.2 La méthode modale spectrale :

- groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveau ou 10m. **Zone III** :
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

a. Principe :

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.

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 réponse 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 [1] :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad \dots\dots(4-14)$$

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

b. Analyse 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 accélérographes 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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \dots\dots\dots (4-13)[2]$$

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse :**
Sa/g

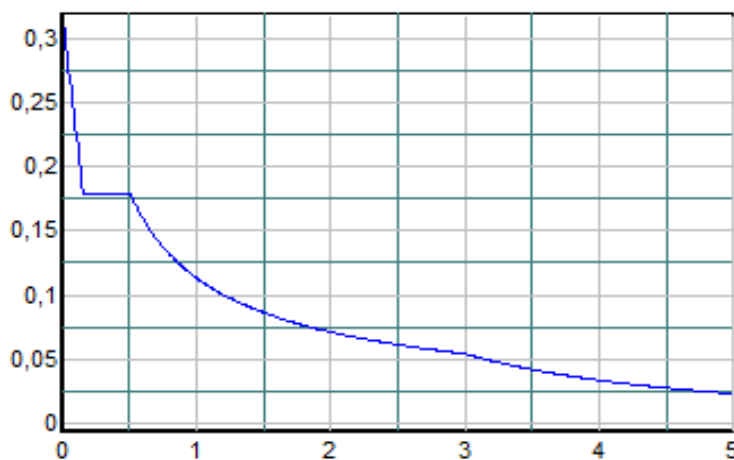


Figure IV.1Spectre de réponse

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.

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

Q : Facteur de qualité.

➤ Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisée par le "*RPA99 version 2003*" est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées 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 faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport : $\frac{0,8V}{V_t}$.

➤ Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [2]$$

Avec

A : coefficient d'accélération de zone.

* groupe d'usage : **2**
A=0.25

*zone sismique : **III**



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 a la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 de RPA99/version 2003.**

$$\text{Catégorie } S_3 \rightarrow \text{site meuble} \quad \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec.} \end{array} \right.$$

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

avec $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

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

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4}, T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$C_T = 0,05$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 34,68\text{m}$$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considéré

$$\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow D_x = 18.65 m, \\ \Rightarrow D_y = 20,75 m \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05(34,68)^{3/4} = 0.71s, \text{ dans les deux directions.}$$

- Suivant la direction (x - x) $T_x = 0,09 \frac{34,68}{\sqrt{20,45}} = 0,76\text{sec}$
- Suivant la direction (y - y) $T_y = 0,09 \frac{36*4,68}{\sqrt{22,25}} = 0,72\text{sec}$

$$\text{Sens (x-x) : } T_x = \min(0.76, 0.71) = 0.71 \text{ sec.}$$

$$\text{Sens (y-y) : } T_y = \min(0.72, 0.71) = 0.71 \text{ sec.}$$

$$\text{Calcul de D : } \left\{ \begin{array}{l} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.8819 \times \left(\frac{0.5}{0.71} \right)^{2/3} = 1,74 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.8819 \times \left(\frac{0.5}{0.71} \right)^{2/3} = 1.74 \end{array} \right.$$

R : Coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Le coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) de **RPA 99 v2003** en fonction du système de contreventement.

R=5 (mixte portique/voiles avec interaction)

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 :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad [1]$$

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).

Tableau IV.1Facteur de qualité

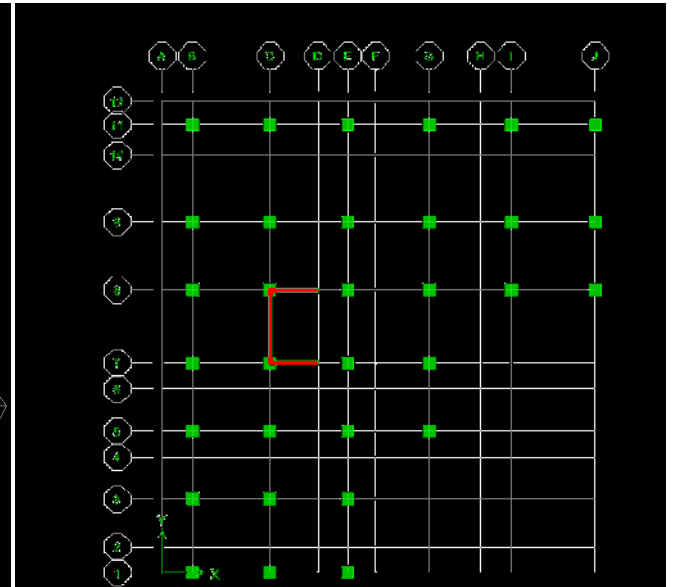
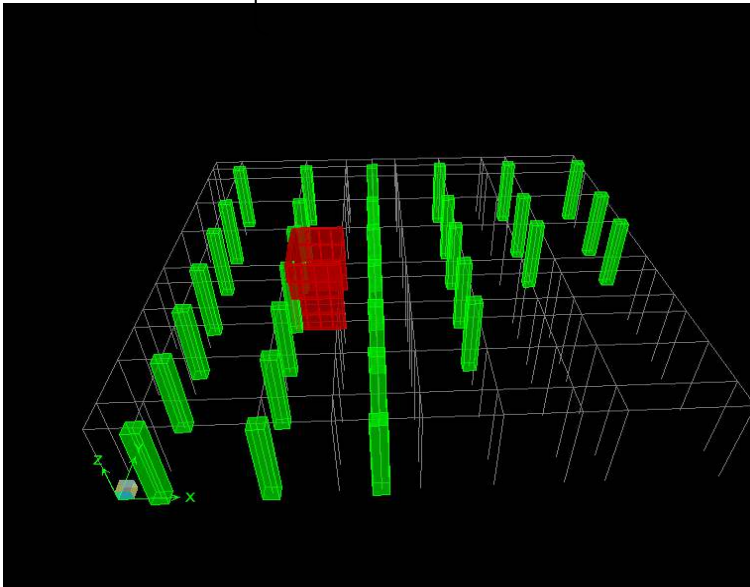
Critère q	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
Redondance en plan	oui	0	oui	0
Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
Régularité en élévation	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	non	0.05	non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

$$Q//xx=1+(0+0+0.05+0+0.05)=1.10$$

$$Q//yy=1+(0+0+0.05+0+0.05)=1.10$$

Donc

$$\left\{ \begin{aligned} V_x &= \frac{A \times D_x \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 1,74 \times 1,10}{5} \cdot W = 0,10 \cdot W \end{aligned} \right.$$



$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} = \frac{0,25 \times 1,74 \times 1,10}{5} \cdot W = 0,10 \cdot W$$

1.Modèle initial :

Figure IV.2 Vue en plan du 1^{er} modèle

Etages	Elément	Section Epaisseur (cm)
3 ^{ème} /...../10 ^{ème} / terrasse	Poteau	30x30 20
	voile	
1 ^{er} /2 ^{ème}	Poteau	35x35
	voile	20
RDC	Poteau	40*40
	voile	20

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :

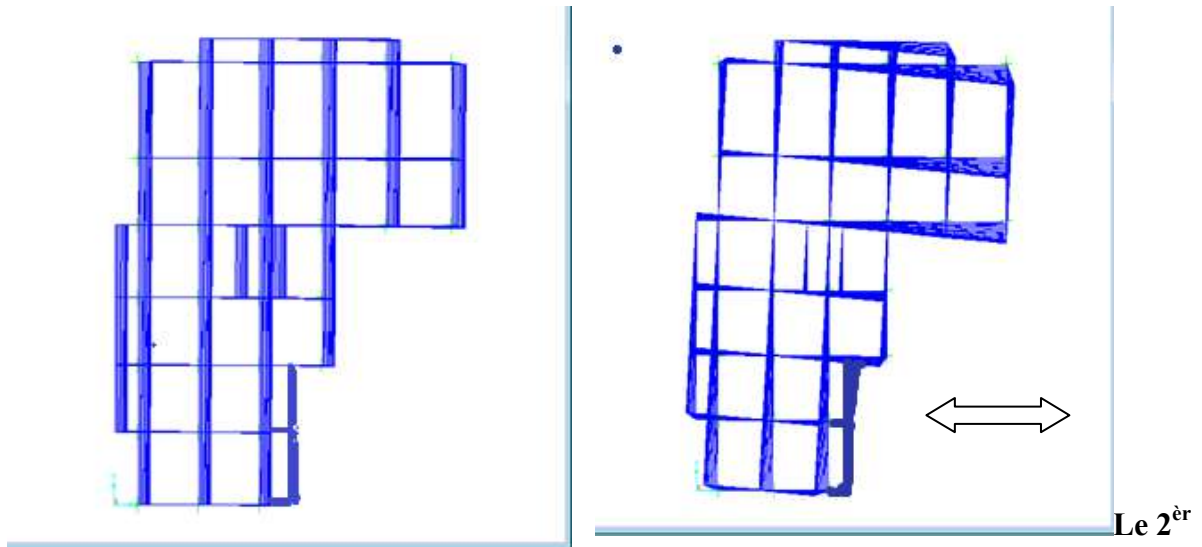
L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T=1.31\text{sec}$
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode.

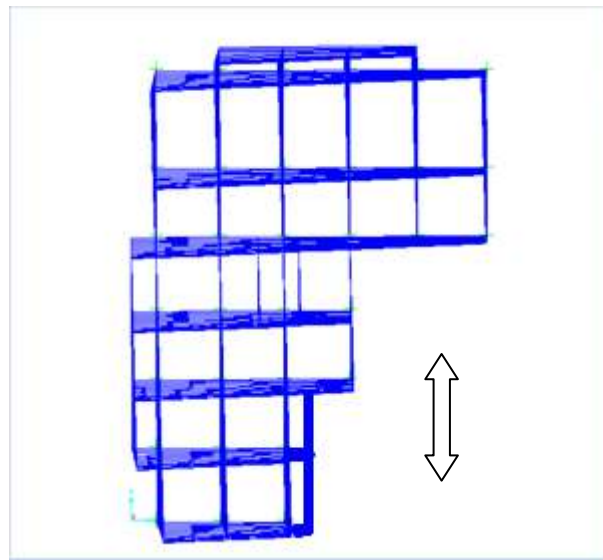
Tableau IV.2 Participation massique du modèle initial

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	1,316568	3,1389	16,1282	0	3,1389	16,1282
2	1,183712	71,7383	0,8181	0	74,8773	16,9464
3	0,908701	0,0056	56,3987	0	74,8829	73,3451
4	0,445016	0,2646	2,4372	0	75,1475	75,7823
5	0,360642	13,4268	0,0898	0	88,5743	75,8721
6	0,257306	0	10,0927	0	88,5744	85,9647
7	0,251492	0,0847	4,1188	0	88,6591	90,0835
8	0,179222	5,3182	0,035	0	93,9773	90,1186

- Le 1^{ème} mode est un mode de rotation.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à x-x
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y



mode : translation parallèlement à x-x. Le 1^{ème} mode rotation.



Le 3^{ème} mode : translation parallèlement à y-y.

a. Vérification des déplacements inter étage**Tableau IV.3 Vérification des déplacements inter étages du 1^{er} modèle**

<i>Niveaux</i>	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	<i>Observation</i>
10	4,90	5,26	25,48	29,98	2,50	2,34	3,06	Vérifiée
9	4,42	4,85	22,98	27,64	2,60	2,62	3,06	Vérifiée
8	3,92	4,39	20,38	25,02	2,65	2,74	3,06	Vérifiée
7	3,41	3,91	17,73	22,28	2,70	2,96	3,06	vérifiée
6	2,89	3,39	15,03	19,32	2,76	3,08	3,06	Non vérifiée
5	2,36	2,85	12,27	16,24	2,65	3,19	3,06	Non vérifiée
4	1,85	2,29	9,62	13,05	2,55	3,13	3,06	Non vérifiée
3	1,36	1,74	7,07	9,92	2,34	3,08	3,06	Non vérifiée
2	0,91	1,20	4,73	6,84	1,97	2,74	3,06	Vérifiée
1	0,53	0,72	2,76	4,10	1,62	2,28	3,06	Vérifiée
RDC	0,22	0,32	1,14	1,82	1,14	1,82	4,08	Vérifiée
Base	0	0	0	0	0	0	0	Vérifiée

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

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

2^{ème} Modèle

Etages	Elément	Section Epaisseur (cm)
3 ^{ème} /..... /10 ^{ème} /terrasse	Poteau	30x30
	voile	20
1 ^{er} /2 ^{ème}	Poteau	35x35
	voile	20
RDC	Poteau	40*40
	voile	20

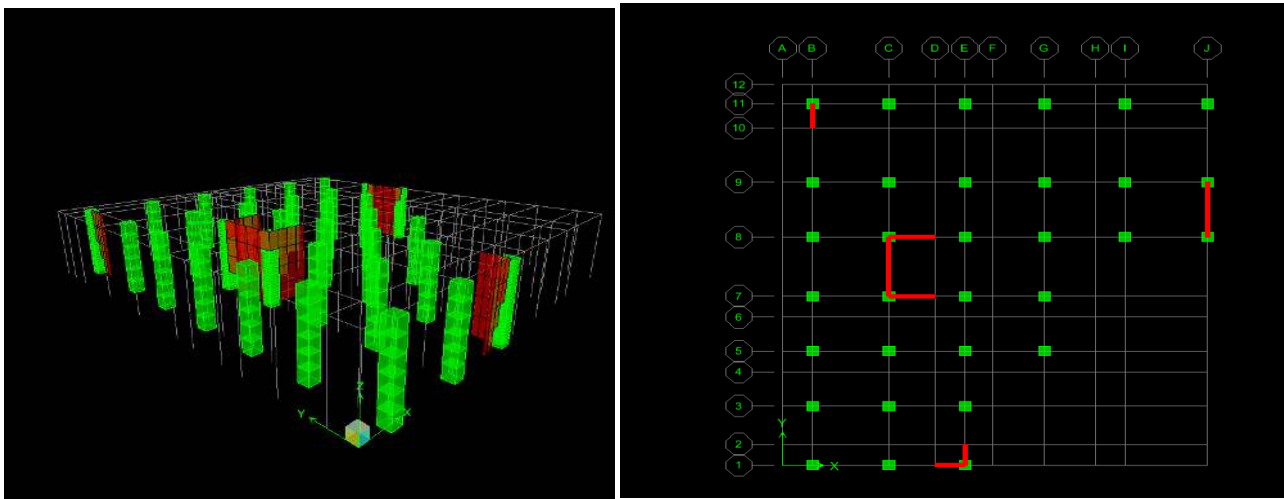


Figure IV.3 Vue en plan du 2^{ème} modèle

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

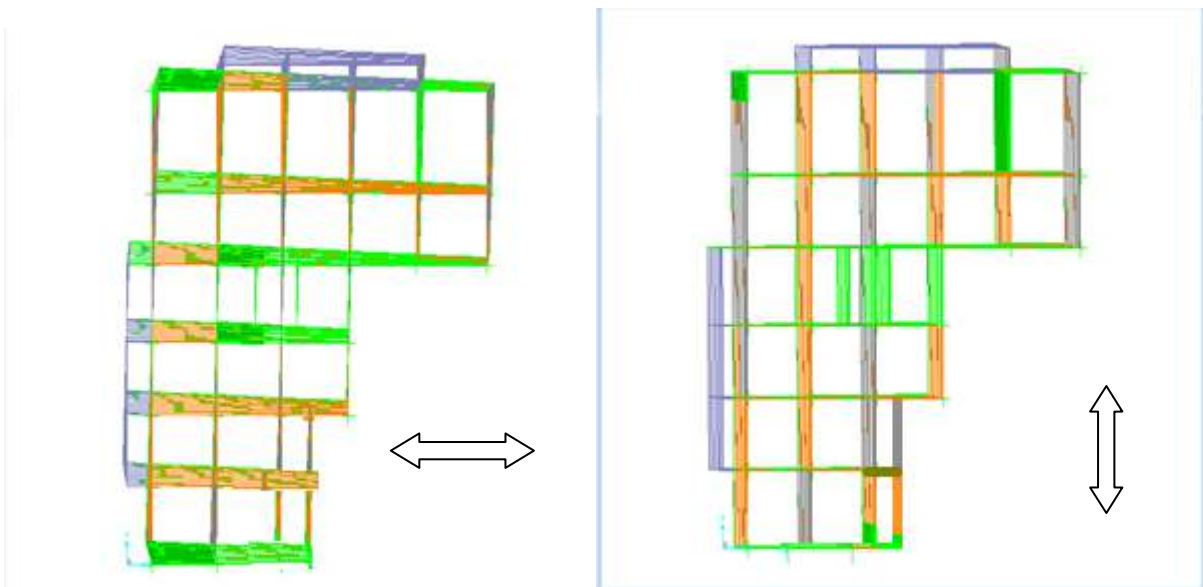
- Une période fondamentale : $T=1,17$ sec

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode

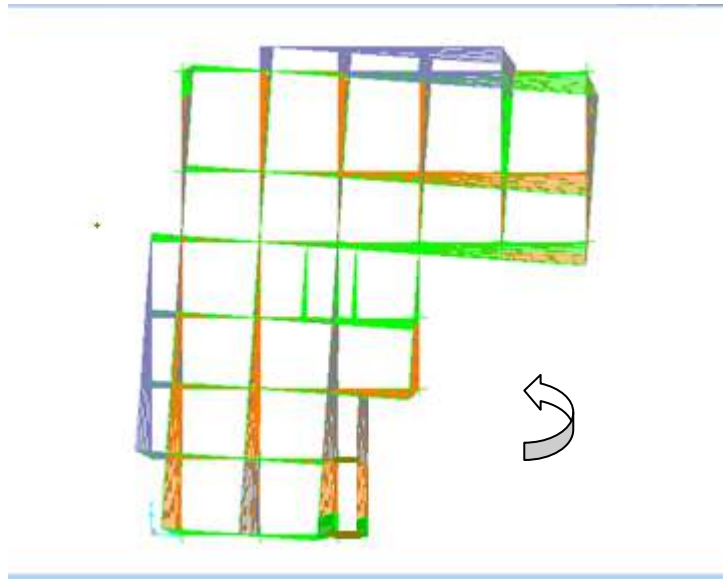
Tableau IV.4 Participation massique du 2^{ème} modèle

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,175604	72,8634	0,1081	0	72,8634	0,1081	0
2	0,923854	2,4044	14,6305	0	75,2677	14,7386	0
3	0,869423	0,1525	57,2807	0	75,4202	72,0193	0
4	0,34606	13,1479	0,009	0	88,5681	72,0283	0
5	0,245996	0,3718	1,3684	0	88,94	73,3967	0
6	0,235695	0,0758	15,1145	0	89,0158	88,5112	0
7	0,170178	5,0516	0,0049	0	94,0674	88,5161	0
8	0,118166	0,1053	2,0171	0	94,1727	90,5332	0

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x
- Le 2^{ème} mode est un mode est rotation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y



Le 1^{er} mode translation parallèlement à x-x. Le 3^{ème} mode translation parallèlement à y-y.



Le 2^{ème} mode rotation.

b. Résultantes des forces sismiques

D'après le fichier des résultats de **ETABS** on a

$$W=37488.91\text{KN} \rightarrow \begin{matrix} V^x = 3913.85 \text{ KN} \\ V^y = 3913.85 \text{ KN} \end{matrix} \rightarrow \begin{matrix} 0,8V^x = 3131.07 \text{ KN} \\ 0,8V^y = 3131.07 \text{ KN} \end{matrix}$$

$$\begin{matrix} F_1 \Leftarrow V_t^x = 2801.09\text{KN} \\ F_2 \Leftarrow V_t^y = 3229.76\text{KN} \end{matrix}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 2801.09 \text{ KN} < 0,8V^x = 3459,94 \text{ KN} \\ V_t^y = 3229.76\text{KN} < 0.8V^y = 3459,94\text{KN} \end{cases}$$

Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,24 \quad r_x = 1,24 \right\}$ Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,07 \quad r_y = 1,07 \right\} \Rightarrow$

b. Vérification des déplacements inter étage

Tableau IV.5 Vérification des déplacements inter étages du 2^{ème} modèle

Niveaux	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	Observation
10	5,3	3.3	32.86	17.66	2.17	1.284	3,06	Vérifiée
9	4,95	3.06	30.69	16.371	2.54	1.605	3,06	Vérifiée
8	4,54	2.76	28.15	14.766	2.9	1.712	3,06	Vérifiée
7	4,07	2.44	25.24	13.054	3.1	1.819	3,06	Non vérifiée
6	3,57	2.1	22.14	11.235	3.41	1.87	3,06	Non vérifiée
5	3.02	1.75	18.73	11.235	3.6	1.93	3,06	Non vérifiée
4	2.44	1.39	15.13	9.37	3.7	1.82	3,06	Non vérifiée
3	1.85	1.05	11.47	7.44	3.54	1.77	3,06	Non vérifiée
2	1.28	0.72	7.94	5.62	3.2	1.605	3,06	Non vérifiée
1	0.75	0.42	4.65	3.85	2.6	1.284	3,06	Vérifiée
RDC	0.32	0.0018	1.99	2.25	1.99	0.963	4,08	Vérifiée
Base	0	0	0	0.97	0	0	0	Vérifiée

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles imposée par le “*RPA99 version 2003*”.

- Il faut donc changer la disposition des voiles dans la structure.
- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.

3^{ème} Modèle

Etages	Elément	Section Epaisseur (cm)
3ème/..... /10ème /terrasse	Poteau	30x30
	voile	20
1er/2ème	Poteau	35x35
	voile	20
RDC	Poteau	40*40
	voile	20

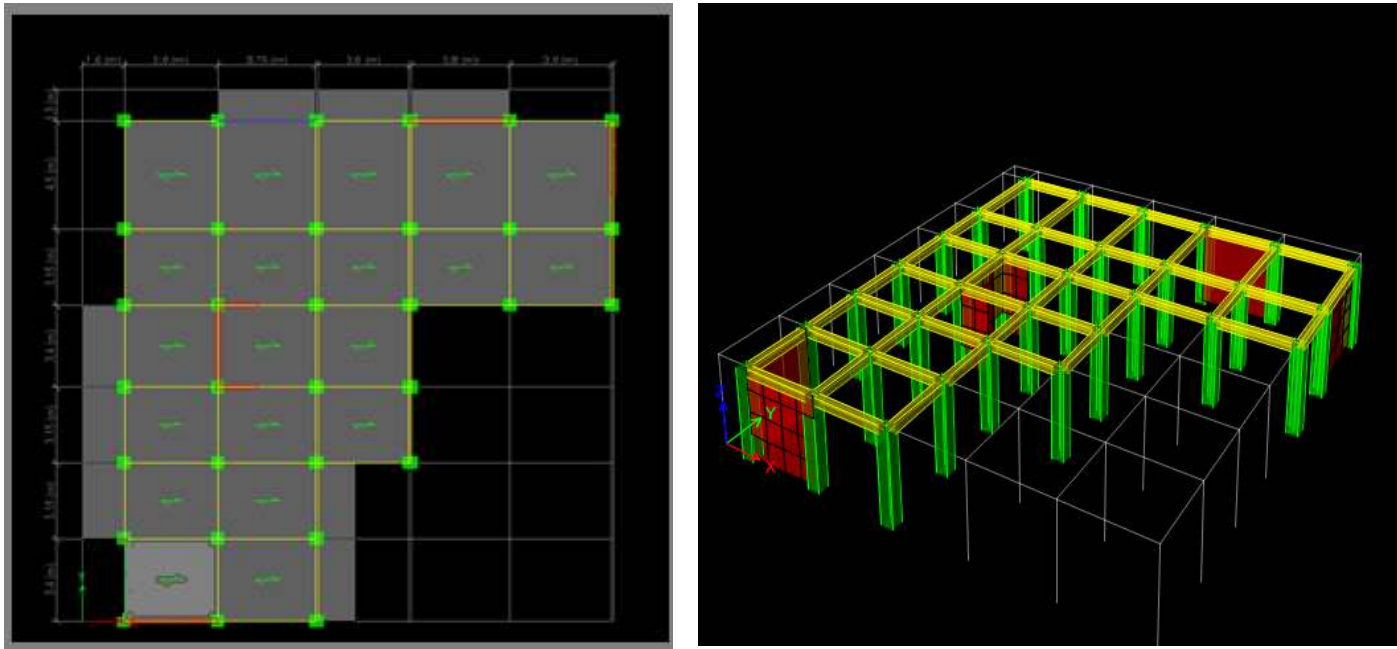


Figure IV.4 Vue en plan du 3^{ème} modèle

Tableau IV.6 Participation massique du 3^{ème} modèle

Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
1	1,349	0,7042	0,0104	0	0,7042	0,0104
2	1,263	0,0109	0,709	0	0,715	0,7194
3	1,083	0,0004	0,0015	0	0,7154	0,721
4	0,34	0,1554	0,0004	0	0,8708	0,7213
5	0,323	0,0003	0,1635	0	0,8711	0,8849
6	0,254	0,0048	0,0001	0	0,8759	0,8849
7	0,152	0,0551	0,0001	0	0,931	0,885
8	0,146	0,0001	0,0593	0	0,931	0,9443

La vérification de l'inter étage de ce model n'est pas vérifier alors en passe a la vérification de l'effort réduit

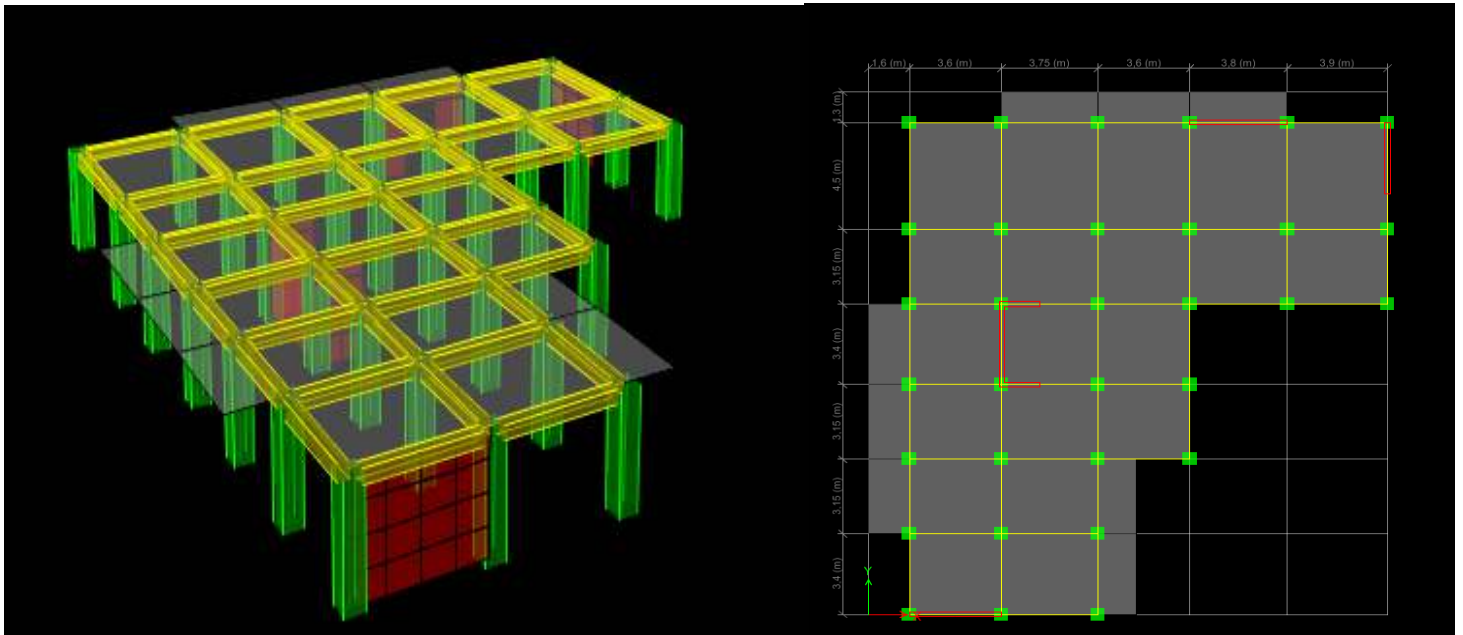
e. Vérification du critère de l'effort normal réduit :

- $$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$
- Avec :
- B_c : section de poteau
- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton
- Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant
- **Poteaux carrés**

Tableau IV.7 Vérification de l'effort normal pour les poteaux carrés

<i>Niveaux</i>	<i>N_d</i> (KN)	<i>B_c</i> (cm ²)	<i>v</i>	<i>Obs</i>	<i>Vérification</i>
P10	-167,28	30*30	0,0743	<0,3	vérifier
P9	-324,95	30*30	0,1444	<0,3	vérifier
P8	-485,23	30*30	0,2157	<0,3	vérifier
P7	-651,43	30*30	0,2895	<0,3	vérifier
P6	-820,52	30*30	0,3647	>0,3	Non vérifier
P5	-991,97	30*30	0,4409	>0,3	Non vérifier
P4	-1170,09	30*30	0,5200	>0,3	Non vérifier
P3	-1350,54	30*30	0,6002	>0,3	Non vérifier
P2	-1532,07	35*35	0,5003	>0,3	Non vérifier
P1	-1743,51	35*35	0,5693	>0,3	Non vérifier
R.D.C	-1948,15	40*40	0,4870	>0,3	Non vérifier

L'effort normal réduit de cette model n'est pas vérifier alors en augmente la section d'acier de poteaux



Nouveaux model

Figure IV.5 Vue en plan du model final

Etages	Elément	Section Epaisseur (cm)
10 eme	Poteaux voile	30*30 20
8eme + 9eme	Poteaux Voile	35*35 20
6eme + 7eme	Poteaux Voile	40*40 20
4eme + 5 eme	Poteau voile	45*45 20
2eme + 3eme	Poteau voile	50*50 20
RDC +1 er	Poteau voile	55*55 20

e. Caractéristiques dynamique propres du modèle final

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T=1.06$ sec

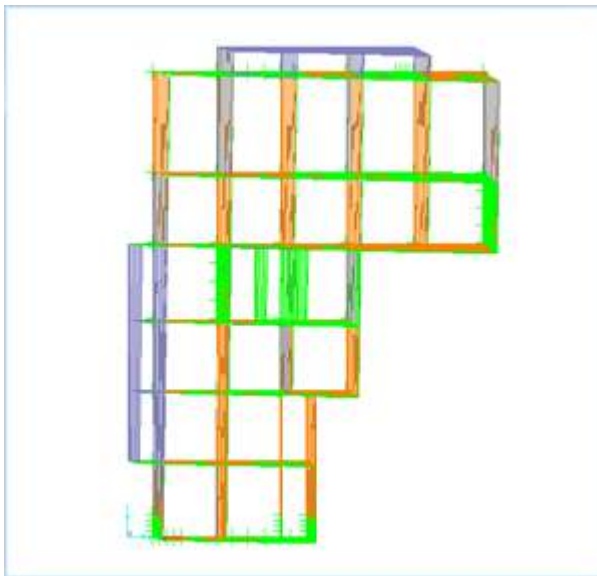
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.

Tableau IV.8 Participation massique du 3^{ème} modèle

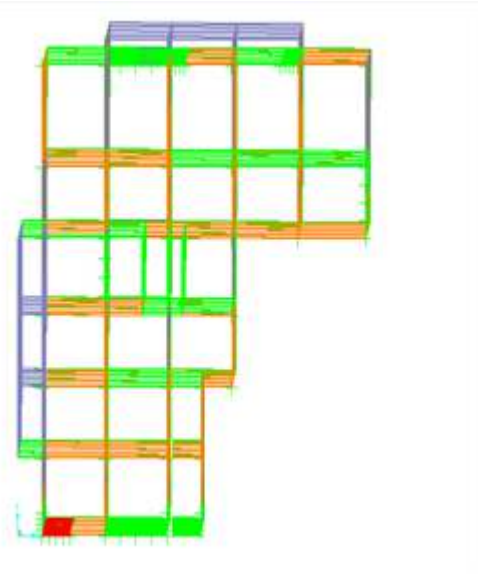
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	1,062	0,6865	0,0011	0	0,6865	0,0011
Modal	2	0,995	0,001	0,7035	0	0,6875	0,7046
Modal	3	0,845	0,0017	0,0013	0	0,6892	0,7059
Modal	4	0,283	0,0055	0,1645	0	0,6947	0,8704
Modal	5	0,281	0,1651	0,0058	0	0,8598	0,8762
Modal	6	0,215	0,0029	0,00003208	0	0,8627	0,8763
Modal	7	0,132	0,0002	0,0643	0	0,8629	0,9405
Modal	8	0,125	0,0678	0,0002	0	0,9307	0,9407
Modal	9	0,094	0,0017	0,000004022	0	0,9324	0,9407
Modal	10	0,08	0,0001	0,0295	0	0,9325	0,9702
Modal	11	0,073	0,0324	0,0001	0	0,9649	0,9704
Modal	12	0,057	0,000003756	0,0124	0	0,9649	0,9828

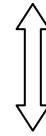
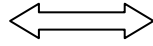
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y

- L

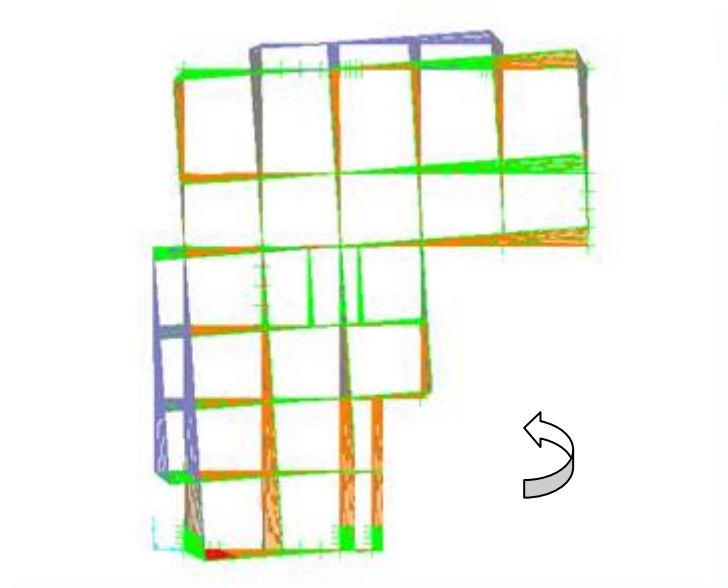


e
3^{ème}
mod
e
est
un
mod
e
est
rota
tion





Le 1^{er} mode translation parallèlement à x-x. Le 2^{ème} mode translation parallèlement à y-y.



Le 3^{ème} mode rotation.

f. Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats d'ETABS 2016 on a :

$$W=42720,56 \text{ KN} \rightarrow \begin{matrix} V^x = 4272.056 \text{ KN} \\ V^y = 4272.056 \text{ KN} \end{matrix} \rightarrow \begin{matrix} 0,8V^x = 3417,77 \text{ KN} \\ 0,8V^y = 3417,70 \text{ KN} \end{matrix}$$

$$\begin{matrix} F_1 \\ F_2 \end{matrix} \begin{matrix} \leftarrow V_t^x = 2795,089 \text{ KN} \\ \leftarrow V_t^y = 3003,624 \text{ KN} \end{matrix}$$

Ce qui donne :
$$\begin{cases} V_t^x = 2795.089 \text{ KN} < 0,8V^x = 3417.77 \text{ KN} \\ V_t^y = 3003.624 \text{ KN} > 0,8V^y = 3417.70 \text{ KN} \end{cases}$$

Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1.2 \right\} \Rightarrow 1,2$ Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1.1 \right\} \Rightarrow 1$

g. Vérification des déplacements inter étage :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article **5.10** du **RPA99 modifié en 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01 h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :
$$\delta_K^x = R \frac{0,8V^x}{V_t^x} \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \frac{0,8V^y}{V_t^y} \delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad \frac{0,8V^x}{V_t^x} > 1, \text{ et} \quad \frac{0,8V^y}{V_t^y} > 1$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

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).

Tableau IV.9 Vérification des déplacements inter étages du 3^{ème} modèle

Niveaux	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	Observation
10							3,06	vérifiée
9	• Niveaux		Poteaux	N_d (KN)	B_c (cm^2)	ν	Obs	vérifiée
8	3,6988	3,0984	18,494	15,492	2,3535	1,967	3,06	vérifiée
7	3,2281	2,705	16,1405	13,525	2,4195	1,9975	3,06	vérifiée
6	2,7442	2,3055	13,721	11,5275	2,4805	2,0495	3,06	vérifiée
5	2,2481	1,8956	11,2405	9,478	2,4385	2,0015	3,06	vérifiée
4	1,7604	1,4953	8,802	7,4765	2,3635	1,952	3,06	vérifiée
3	1,2877	1,1049	6,4385	5,5245	2,1675	1,786	3,06	vérifiée
2	0,8542	0,7477	4,271	3,7385	1,9015	1,5815	3,06	vérifiée
1	0,4739	0,4314	2,3695	2,157	1,4675	1,2445	3,06	vérifiée
RDC	0,1804	0,1825	0,902	0,9125	0,902	0,9125	4,08	vérifiée

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le “*RP499 version 2003*”.

• **D. Vérification du critère de l'effort normal réduit**

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

Tableau IV.10 Vérification de l'effort normal pour les poteaux carrés

- Avec :
- B_c : section de poteau
- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton
- Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Les	P10	30*30	-138,2161	900	0,0614294	<0,3	efforts
	P9	35*35	-306,0859	1225	0,0999464	<0,3	
	P8	35*35	-475,3546	1225	0,1552178	<0,3	
	P7	40*40	-649,5261	1600	0,1623815	<0,3	
	P6	40*40	-825,6669	1600	0,2064167	<0,3	
	P5	45*45	-1007,05	2025	0,1989235	<0,3	
	P4	45*45	- 1189,5095	2025	0,2349648	<0,3	
	P3	50*50	-1376,23	2500	0,2201968	<0,3	
	P2	50*50	- 1562,0004	2500	0,2499201	<0,3	
	P1	55*55	- 1749,6874	3025	0,2313636	<0,3	
	R.D.C	55*55	-1941,013	3025	0,2566629	<0,3	

normales réduit vérifierles valeurs admissibles imposée par le “**RPA99**”

Vérification des conditions du facteur de comportement R

h. 1. Justification des voiles sous charges verticales

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot}=42720,56\text{KN}$.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles}=8342,75\text{ KN}$

$$\text{➤ } \frac{\text{Les charges reprises par les voiles}}{\text{le poids total de la structure}} = \frac{8342,75}{42720,56} \times 100 = 19,54\% < 20\%$$

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

h. 2. Justification des portiques sous charges horizontale

Tableau IV.11 : Vérification des portiques sous 25% de l'effort tranchant d'étage

NIV	$V_{x_{tot}}$ (KN)	$V_{x_{portique}}$ (KN)	V_{port} %	$V_{y_{tot}}$ (KN)	$V_{y_{portique}}$ (KN)	V_{port} %	condition	Obs
10	720,62	647,89	89,91	800,46	750,88	93,80	25	Vérifiée
9	1261,86	572,81	45,39	1303,35	764,81	58,68	25	Vérifiée
8	1687,65	888,69	52,65	1753,69	1218,61	69,49	25	Vérifiée
7	2036,36	838,09	41,16	2131,81	1220,48	57,25	25	Vérifiée

6	2338,18	1104,85	47,25	2463,09	1642,79	66,70	25	Vérifiée
5	2611,74	1077,72	41,26	2759,98	1660,54	60,16	25	Vérifiée
4	2851,99	1029,23	36,09	3015,23	1605,34	53,24	25	Vérifiée
3	3065,81	1180,86	38,52	3237,53	1861,38	57,49	25	Vérifiée
2	3246,83	997,94	30,73	3422,88	1602,16	46,81	25	Vérifiée
1	3376,11	938,45	27,79	3552,70	1578,71	44,44	25	Vérifiée
RDC	3437,40	861,37	25,06	3614,12	1220,48	33,76	25	Vérifiée

Donc le facteur de comportement, **R=5**

I. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

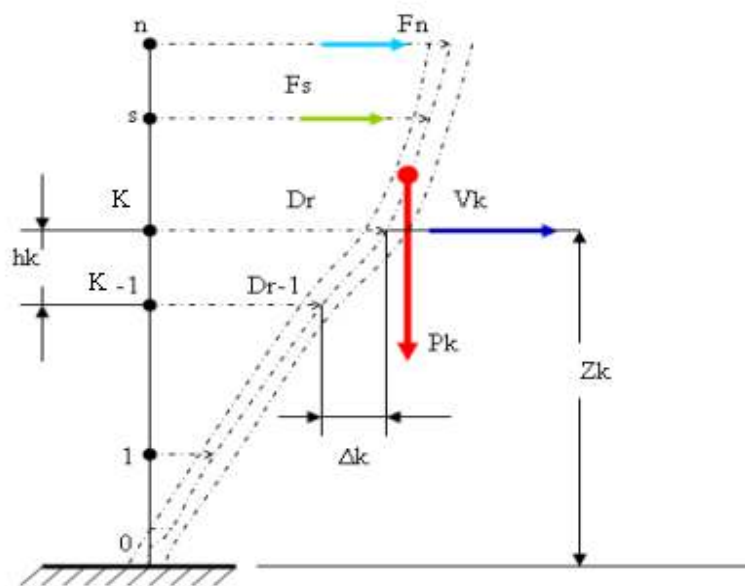


Figure IV.6.Evaluation des effets du second ordre.

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

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

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Tableau IV.12. Vérification l'effet p- Δ inter étages du modèle3.

NIV	Vx (KN)	Vy (KN)	Pk (KN)	Δx (cm)	Δy (cm)	Hk(m)	θ_x	θ_y	observation
10	624,837	601,3667	3161,3319	2,096	1,797	3.06	0,0347	0,0309	vérifiée
9	1125,58	1100,2362	6594,2766	2,2135	1,8625	3.06	0,0424	0,0365	vérifiée
8	1497,4885	1486,7114	10027,2213	2,3535	1,967	3.06	0,0515	0,0434	vérifiée
7	1814,4262	1809,2289	13544,7848	2,4195	1,9975	3.06	0,0590	0,0489	vérifiée
6	2082,8193	2083,7171	17062,3483	2,4805	2,0495	3.06	0,0664	0,0548	vérifiée
5	2319,101	2327,5272	20676,7706	2,4385	2,0015	3.06	0,0711	0,0581	vérifiée
4	2541,9558	2549,7269	24291,1928	2,3635	1,952	3.06	0,0738	0,0608	vérifiée
3	2737,2446	2749,9953	28014,7138	2,1675	1,786	3.06	0,0725	0,0595	vérifiée
2	2902,1632	2917,2578	31738,2348	1,9015	1,5815	3.06	0,0680	0,0562	vérifiée
1	3042,8152	3051,3805	35583,0945	1,4675	1,2445	3.06	0,0561	0,0474	vérifiée
RDC	3132,6124	3145,3503	39763,2	0,902	0,9125	4,08	0,0281	0,0283	vérifiée

Vu les résultats obtenus les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ est satisfaites, d'où les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

IV.4 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons fait l'analyse de notre structure sous l'effet de séisme, nous avons obtenu une disposition des voiles adéquate puisque toutes les vérifications sont réalisées

V.1 Introduction

Le présent chapitre consiste à calculer le ferrailage des éléments résistants de notre structure et de vérifier leurs résistances vis-à-vis des différentes sollicitations. Dans notre cas ces éléments sont :

- Poteaux
- Poutres
- Voiles

V.2 Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétries, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (due à l'action horizontale).

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

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

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

Tableau V.1. Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bc} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,47	1	400	400

V.2.2. Combinaisons d'actions

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

V.2.2.1. Combinaisons Situation durable [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

V.2.2.2 Combinaisons Situation accidentelle [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

Avec :

- G: Charges permanentes.
- Q: Surcharge d'exploitation.
- E: Action du séisme.

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

- ✓ Effort normal maximal et le moment correspondant ($N_{\max}, M_{\text{corr}}$)
- ✓ Moment maximum et l'effort correspondant ($M_{\max}, N_{\text{corr}}$)
- ✓ Effort normal minimal et le moment correspondant ($N_{\min}, M_{\text{corr}}$)

V.2.3. Recommandations selon RPA99 version 2003

Pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet[1].

- Leur pourcentage est limité par :

- ✓ $0,9 < \frac{A_s}{B} < 4\%$: Zone courante (Z.C)
- ✓ $0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\%$: Zone de recouvrement (Z.R)

Avec :

- A_s : La section d'acier.
- B : Section du béton [cm^2].
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

V.2.4. Résultats des efforts et ferrailage des poteaux

Les résultats des efforts sont donnés après calcul par logiciel[6]

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

Remarque : Le logiciel de SOCOTEC est utilisé pour le ferrailage des sections soumises à la flexion composée.

V.2.4.1. Situation durable

- **Combinaison** : ELU = 1,35 G + 1,5 Q

- ❖ **Effort normal maximal et le moment correspondant**($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

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

Etage	Section	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
10 ^{ème}	30x30	-181,564	-5,6454	SEC	0	0	8,1
9 ^{ème}	35x35	-352,018	-23,4283	SEC	0	0	11,03
8 ^{ème}	35x35	-545,565	10,0156	SEC	0	0	11,03
7 ^{ème}	40x40	-748,33	13,0034	SEC	0	0	14,4
6 ^{ème}	40x40	-952,93	10,1919	SEC	0	0	14,4
5 ^{ème}	45x45	-1163,98	13,0995	SEC	0	0	18,22
4 ^{ème}	45x45	-1377,71	10,4744	SEC	0	0	18,22
3 ^{ème}	50x50	-1599,01	13,5504	SEC	0	0	22,5
2 ^{ème}	50x50	-1823,46	10,4882	SEC	0	0	22,5
1 ^{er}	55x55	-2056,07	16,5723	SEC	0	0	27,22
RDC	55x55	-2302,79	4,702	SEC	0	0	27,22

- ❖ **Moment maximum et l'effort correspondant**($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

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

Etage	Section	N^{corr} (kN)	M^{\max} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
10 ^{ème}	30x30	-148,893	25,1655	SPC	0,69	0	8,1
9 ^{ème}	35x35	-276,909	33,3581	SEC	0	0	11,03
8 ^{ème}	35x35	-405,209	26,3638	SEC	0	0	11,03
7 ^{ème}	40x40	-537,317	34,6313	SEC	0	0	14,4
6 ^{ème}	40x40	-670,095	27,116	SEC	0	0	14,4
5 ^{ème}	45x45	-807,97	33,6749	SEC	0	0	18,22
4 ^{ème}	45x45	-946,973	26,6077	SEC	0	0	18,22
3 ^{ème}	50x50	-10917	32,0198	SEC	0	0	22,5
2 ^{ème}	50x50	-1238,11	24,4926	SEC	0	0	22,5
1 ^{er}	55x55	-1390,76	35,2411	SEC	0	0	27,22
RDC	55x55	-1518,10	-16,8639	SEC	0	0	27,22

❖ Effort normal minimal et le moment correspondant ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)Tableau V.4. Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).

Etage	Section	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
10 ^{ème}	30x30	-52,456	-11,83	SPC	0,48	0	8,1
9 ^{ème}	35x35	-123,827	-16,571	SEC	0	0	11,03
8 ^{ème}	35x35	-198,736	-13,7143	SEC	0	0	11,03
7 ^{ème}	40x40	-277,737	-17,970	SEC	0	0	14,4
6 ^{ème}	40x40	-362,126	-13,970	SEC	0	0	14,4
5 ^{ème}	45x45	-452,379	-16,268	SEC	0	0	18,22
4 ^{ème}	45x45	-548,231	-12,234	SEC	0	0	18,22
3 ^{ème}	50x50	-650,248	-13,1272	SEC	0	0	22,5
2 ^{ème}	50x50	-757,352	-9,4975	SEC	0	0	22,5
1 ^{er}	55x55	-869,407	-9,6933	SEC	0	0	27,22
RDC	55x55	-985,822	-6,165	SEC	0	0	27,22

V.2.4.2. Situation accidentel

- Combinaison : G+Q±E

❖ Effort normal maximal et le moment correspondant ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)Tableau V.5. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).

Etage	Section	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
10 ^{ème}	30x30	-147,093	-62,704	SPC	4,55	0	8,1
9 ^{ème}	35x35	-307,538	-62,380	SPC	1,36	0	11,03
8 ^{ème}	35x35	-478,140	-57,689	SEC	0	0	11,03
7 ^{ème}	40x40	-653,286	-84,639	SEC	0	0	14,4
6 ^{ème}	40x40	-830,324	-75,144	SEC	0	0	14,4
5 ^{ème}	45x45	-1012,09	-98,01	SEC	0	0	18,22
4 ^{ème}	45x45	-1195,01	-84,568	SEC	0	0	18,22
3 ^{ème}	50x50	-1381,645	-99,372	SEC	0	0	22,5
2 ^{ème}	50x50	-1567,597	-83,651	SEC	0	0	22,5
1 ^{er}	55x55	-1754,821	-95,159	SEC	0	0	27,22
RDC	55x55	-1945,354	-77,671	SEC	0	0	27,22

❖ **Moment maximum et l'effort correspondant ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)****Tableau V.6.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Etage	Section	N^{corr} (kN)	M^{\max} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
10 ^{ème}	30x30	-147,093	-62,704	SPC	4,55	0	8,1
9 ^{ème}	35x35	-288,282	-91,367	SPC	4,32	0	11,03
8 ^{ème}	35x35	-434,815	-80,868	SPC	1,71	0	11,03
7 ^{ème}	40x40	-589,438	-114,722	SPC	1,46	0	14,4
6 ^{ème}	40x40	-749,185	-98,737	SEC	0	0	14,4
5 ^{ème}	45x45	-917,076	-126,245	SEC	0	0	18,22
4 ^{ème}	45x45	-1088,447	-106,5813	SEC	0	0	18,22
3 ^{ème}	50x50	-1122,02	-125,4624	SEC	0	0	22,5
2 ^{ème}	50x50	-1365,516	-108,4167	SEC	0	0	22,5
1 ^{er}	55x55	-1616,750	-125,25	SEC	0	0	27,22
RDC	55x55	-1794,90	-91,8148	SEC	0	0	27,22

❖ **Effort normal minimal et le moment correspondant ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)****Tableau V.7.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).

Etage	Section	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
10 ^{ème}	30x30	-17,0455	29,9485	SPC	2,65	0	8,1
9 ^{ème}	35x35	-38,52	30,2046	SPC	1,9	0	11,03
8 ^{ème}	35x35	-50,0905	32,9486	SPC	1,98	0	11,03
7 ^{ème}	40x40	-46,585	55,0188	SPC	3,21	0	14,4
6 ^{ème}	40x40	-26,7754	54,6645	SPC	3,44	0	14,4
5 ^{ème}	45x45	13,371	78,7242	SPC	4,97	0	18,22
4 ^{ème}	45x45	72,3398	72,0604	SPC	5,32	0	18,22
3 ^{ème}	50x50	149,1522	90,5482	SPC	6,84	0	22,5
2 ^{ème}	50x50	235,102	72,5287	SPC	6,99	0	22,5
1 ^{er}	55x55	318,0871	72,647	SPC	7,68	0	27,22
RDC	55x55	370,2199	25,038	SPC	5,91	0	27,22

- **Combinaison** : $0,8G \pm E$

❖ **Effort normal maximal et le moment correspondant** ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Tableau V.8. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}; M^{\text{corr}}$).

Etage	Section	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
10 ^{ème}	30x30	-130,5229	-51,2645	SPC	3,46	0	8,1
9 ^{ème}	35x35	-261,2866	-48,9917	SPC	0,7	0	11,03
8 ^{ème}	35x35	-400,5996	-45,3961	SEC	0	0	11,03
7 ^{ème}	40x40	-544,2012	-66,7101	SEC	0	0	14,4
6 ^{ème}	40x40	-689,393	-59,3325	SEC	0	0	14,4
5 ^{ème}	45x45	-839,0071	-77,48	SEC	0	0	18,22
4 ^{ème}	45x45	-989,5526	-66,9426	SEC	0	0	18,22
3 ^{ème}	50x50	-1143,7168	-78,7487	SEC	0	0	22,5
2 ^{ème}	50x50	-1297,2982	-66,3619	SEC	0	0	22,5
1 ^{er}	55x55	-1452,5879	-75,5507	SEC	0	0	27,22
RDC	55x55	-1611,9705	-61,8807	SEC	0	0	27,22

❖ **Moment maximum et l'effort correspondant** ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Tableau V.9. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}; N^{\text{corr}}$).

Etage	Section	N^{corr} (kN)	M^{\max} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
10 ^{ème}	30x30	-130,5229	-51,2645	SPC	3,46	0	8,1
9 ^{ème}	35x35	-248,6642	-74,281	SPC	3,14	0	11,03
8 ^{ème}	35x35	-371,1869	-65,6346	SPC	0,93	0	11,03
7 ^{ème}	40x40	-500,7521	-92,9695	SPC	0,62	0	14,4
6 ^{ème}	40x40	-634,4711	-79,881	SEC	0	0	14,4
5 ^{ème}	45x45	-775,3529	-102,0374	SEC	0	0	18,22
4 ^{ème}	45x45	-919,0647	-86,0316	SEC	0	0	18,22
3 ^{ème}	50x50	-964,6954	-100,4177	SEC	0	0	22,5
2 ^{ème}	50x50	-1170,1523	-86,882	SEC	0	0	22,5
1 ^{er}	55x55	-1382,6926	-100,1921	SEC	0	0	27,22
RDC	55x55	-1516,7239	-73,675	SEC	0	0	27,22

❖ Effort normal minimal et le moment correspondant ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)Tableau V.10. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).

Etage	Section	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
10 ^{ème}	30x30	-18,5038	24,5552	SPC	2,09	0	8,1
9 ^{ème}	35x35	-42,505	23,6787	SPC	1,32	0	11,03
8 ^{ème}	35x35	-58,908	26,0072	SPC	1,29	0	11,03
7 ^{ème}	40x40	-63,7817	43,6533	SPC	2,18	0	14,4
6 ^{ème}	40x40	-56,3534	43,5022	SPC	2,26	0	14,4
5 ^{ème}	45x45	-33,2305	62,8199	SPC	3,38	0	18,22
4 ^{ème}	45x45	4,2743	57,5522	SPC	3,54	0	18,22
3 ^{ème}	50x50	55,5714	72,4039	SPC	4,63	0	22,5
2 ^{ème}	50x50	113,6676	57,9585	SPC	4,61	0	22,5
1 ^{er}	55x55	169,2009	58,0136	SPC	5,03	0	27,22
RDC	55x55	199,9177	19,6856	SPC	3,5	0	27,22

V.2.5 Choix des armatures

Tableau V.11. Choix des armatures des poteaux.

Etages	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} (Z.C) (cm ²)	A_s^{max} (Z.R) (cm ²)	Choix des armatures	$A_s^{\text{adopté}}$
							(cm ²)
10 ^{ème}	30x30	4,55	8,1	36	54	8T12+4T14	15.20
9 ^{ème}	35x35	4,32	11,03	49	73.5	8T12+4T14	15.20
8 ^{ème}	35x35	1,98	11,03	49	73.5	8T12+4T14	15.20
7 ^{ème}	40x40	3,21	14,4	64	86	8T12+4T14	15.20
6 ^{ème}	40x40	3,44	14,4	64	86	8T12+4T14	15.20
5 ^{ème}	45x45	4,97	18,22	81	121.5	12T14	18.46
4 ^{ème}	45x45	5,32	18,22	81	121.5	12T14	18.46
3 ^{ème}	50x50	6,84	22,5	100	150	12T16	24.12
2 ^{ème}	50x50	6,99	22,5	100	150	12T16	24.12
1 ^{er}	55x55	7,68	27,22	121	181.5	16T16	32,15
RDC	55x55	5,91	27,22	121	181.5	16T16	32,15

V.2.6. Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service

Les contraintes admissibles sont données par :

➤ **Béton** : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ M P a}$

➤ **Acier :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.} \\ \text{Fissuration préjudiciable.....} \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_c , \text{Max} (0,5f_c ; 110\sqrt{\eta.f_{t28}}) \right) \\ \text{Fissuration très préjudiciable.....} \bar{\sigma}_s = 0,8\xi \end{array} \right.$$

Avec :

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable : $\sigma_s= 201,63$ MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants:

❖ $N_{\text{max}}^{\text{ser}} ; M_{\text{cor}}^{\text{ser}}$

Tableau V.12. Vérification des contraintes des poteaux.

Etage	Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	A _S ^{adopté} (cm ²)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérificat°
10 ^{eme}	30x30	-133,0157	-4,0845	15.20	26,9	201,63	1,93	15	Ok
9 ^{eme}	35x35	-257,0473	-17,0293	15.20	51,2	201,63	3,73	15	Ok
8 ^{eme}	35x35	-397,303	7,4753	15.20	53,3	201,63	3,69	15	Ok
7 ^{eme}	40x40	-544,6162	9,7181	15.20	56	201,63	3,84	15	Ok
6 ^{eme}	40x40	-693,2676	7,6228	15.20	66,6	201,63	4,53	15	Ok
5 ^{eme}	45x45	-846,6522	9,7977	18.46	64,4	201,63	4,37	15	Ok
4 ^{eme}	45x45	-1001,9924	7,8369	18.46	73,6	201,63	4,96	15	Ok
3 ^{eme}	50x50	-1162,8789	10,1289	24.12	68,9	201,63	4,64	15	Ok
2 ^{eme}	50x50	-1326,0488	7,8407	24.12	76,6	201,63	5,14	15	Ok
1 ^{er}	55x55	-1495,2089	12,3684	32.15	72,2	201,63	4,86	15	Ok
RDC	55x55	-1674,7462	3,4959	32.15	76,9	201,63	5,14	15	Ok

❖ $N_{\text{cor}}^{\text{ser}} ; M_{\text{max}}^{\text{ser}}$

Tableau V.13. Vérification des contraintes des poteaux.

Etage	Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	A _s ^{adopté} (cm ²)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérificat°
10 ^{ème}	30x30	-120,3683	-19,4366	15.20	62,1	201,63	5,14	15	Ok
9 ^{ème}	35x35	-230,6853	-25,4837	15.20	62,8	201,63	4,76	15	Ok
8 ^{ème}	35x35	-342,3995	-20,4959	15.20	65,2	201,63	4,73	15	Ok
7 ^{ème}	40x40	-457,818	-26,8606	15.20	65,4	201,63	4,67	15	Ok
6 ^{ème}	40x40	-574,8775	-20,7293	15.20	69,3	201,63	4,86	15	Ok
5 ^{ème}	45x45	-587,799	24,0272	18.46	57	201,63	3,97	15	Ok
4 ^{ème}	45x45	-688,8328	18,975	18.46	60,2	201,63	4,15	15	Ok
3 ^{ème}	50x50	-794,2129	22,8184	24.12	55,3	201,63	3,79	15	Ok
2 ^{ème}	50x50	-900,5592	17,4481	24.12	58,3	201,63	3,97	15	Ok
1 ^{er}	55x55	-1329,6259	-18,3981	32.15	67,1	201,63	4,53	15	Ok
RDC	55x55	-1462,652	8,6648	32.15	69,3	201,63	4,65	15	Ok

❖ $N_{\text{min}}^{\text{ser}} ; M_{\text{cor}}^{\text{ser}}$

❖ Tableau V.14. Vérification des contraintes des poteaux.

Etage	Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	A _s ^{adopté} (cm ²)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérificat°
10 ^{ème}	30x30	-38,5861	-8,6192	15.20	35,8	201,63	2,24	15	Ok
9 ^{ème}	35x35	-91,0005	-12,0608	15.20	28,6	201,63	2,21	15	Ok
8 ^{ème}	35x35	-146,0593	-9,9761	15.20	29,5	201,63	2,15	15	Ok
7 ^{ème}	40x40	-204,141	-13,0617	15.20	30,2	201,63	2,17	15	Ok
6 ^{ème}	40x40	-266,2073	-10,1483	15.20	32,7	201,63	2,29	15	Ok
5 ^{ème}	45x45	-332,5861	-11,8059	18.46	31	201,63	2,15	15	Ok
4 ^{ème}	45x45	-403,0953	-8,8756	18.46	33,7	201,63	2,31	15	Ok
3 ^{ème}	50x50	-478,1239	-9,5162	24.12	31,1	201,63	2,12	15	Ok
2 ^{ème}	50x50	-556,8949	-6,8893	24.12	34	201,63	2,3	15	Ok
1 ^{er}	55x55	-639,2737	-7,0355	32.15	31,6	201,63	2,13	15	Ok
RDC	55x55	-724,8267	-4,5054	32.15	34,4	201,63	2,31	15	Ok

V.2.6 Vérification De L'effort Tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

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

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Poteaux carré

Où τ_u : contrainte de cisaillement

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

b: la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$

Selon le BAEL 91 égale à

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

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

Selon RPA99 ver.03

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

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

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

Avec :

λ : L'élanement 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 les tableaux suivants :

Poteaux carrés :

Tableau V.15 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés

Niveaux	Sections (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{CBA 93}$ (MPa)	Vérification
RDC 1 ^{er} étage	55*55	-10,42	0.032	16,48	0,075	1.875	2,50	OK
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50*50	-15,61	0.057	13,49	0,075	1.875	2,50	OK
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	45*45	-18,93	0.084	14,84	0,075	1.875	2,50	OK
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	40*40	-22,53	0.12	16,49	0,075	1.875	2,50	OK
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	35*35	-23,65	0.16	18,55	0,075	1.875	2,50	OK
10 ^{ème}	30*30	-27,95	0.25	21,12	0,075	1.875	2,50	OK

V.2.7 Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles du **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

- **Selon CBA 93 :**

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

A_t : Section d'armatures transversales.
 b : Largeur de la section droite.
 h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- **Selon le RPA99 version 2003**

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

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.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

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

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

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

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

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

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

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 du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=400\text{MPa}$ (FeE400).

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

Poteaux carrés :

Tableau V.16 : Espacement maximale selon RPA99 des poteaux carrés

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø _t (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC 1 ^{er} étage	55*55	16T16	16	10	15
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50*50	12T16	16	10	15
4 ^{ème} et 5 ^{èm}	45*45	12T14	14	10	15
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	40*40	8T12+4T14	12 et 14	10	15
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	35*35	8T12+4T14	12 et 14	10	15
10 ^{ème}	30*30	8T12+4T14	12 et 14	10	15

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

Poteaux carrés :

Tableau V.17 : Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC 1 ^{er} étage	55*55	2.86	5.20	2,5	-10,42	N	10	0,11	6T8	3,02
						C	15	0,16	6T8	3,02
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50*50	2.14	4.28	2,5	-15,61	N	10	0,18	6T8	3,02
						C	15	0,27	6T8	3,02
4 ^{ème} et 5 ^{èm}	45*45	2.14	4.75	2,5	-18,93	N	10	0,24	6T8	3,02
						C	15	0,36	6T8	3,02
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	40*40	2.14	5.35	2,5	-22,53	N	10	0,32	4T8	2,01
						C	15	0,47	4T8	2,01
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	35*35	2.14	6.11	2,5	-23,65	N	10	0,37	4T8	2,01
		2.14				C	15	0,55	4T8	2,01
10 ^{ème}	30*30	2.14	7.13	2,5	-27,95	N	10	0,50	4T8	2,01
		2.14				C	15	0,75	4T8	2,01

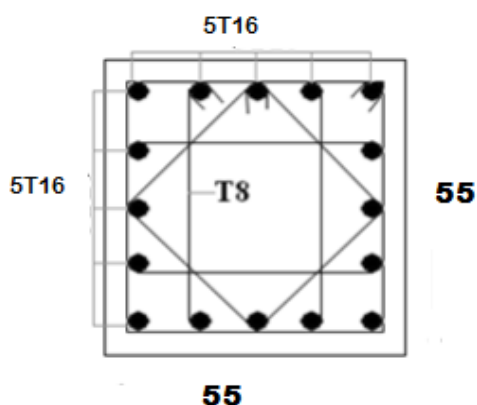
V.2.8 Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_1$ en zone III.

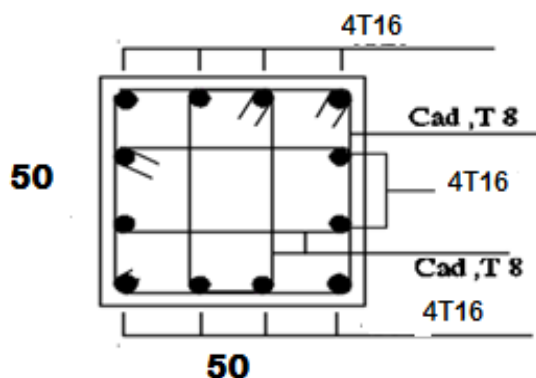
Pour : 125cm

- $\phi = 20\text{mm}$ $L_r = 100\text{cm}$
- $\phi = 16\text{mm}$ $L_r = 80\text{cm}$
- $\phi = 14\text{mm}$ $L_r = 70\text{cm}$
- $\phi = 12\text{mm}$ $L_r = 60\text{cm}$

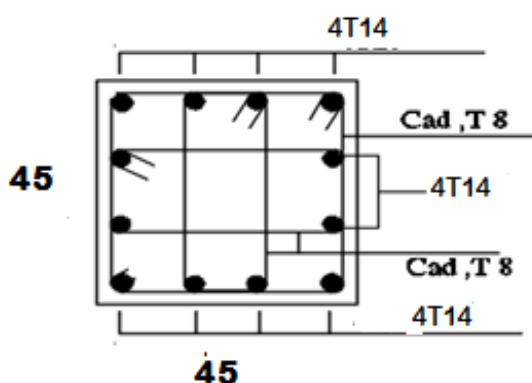
V.2.9. Schéma de Ferrailage des poteaux



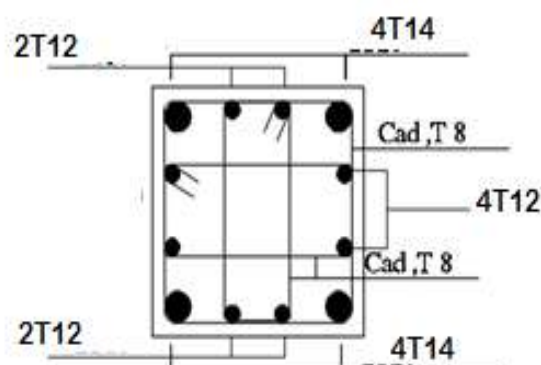
Etage RDC ET 1er



Etage 2 et 3 eme



Etage 4 et 5eme



Etage 6/7/8/9/10 eme

V.3 Ferrailage des poutres

V.3.1 Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93

Situation durable

- E.L.U: $1.35 G + 1.5 Q$
- E.L.S: $G + Q$

b. Selon RPA 99

Situation accidentelle

- $0.8 G \pm E$
- $G + Q \pm E$

V.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003

1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.

4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.3.3 Calcul de ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

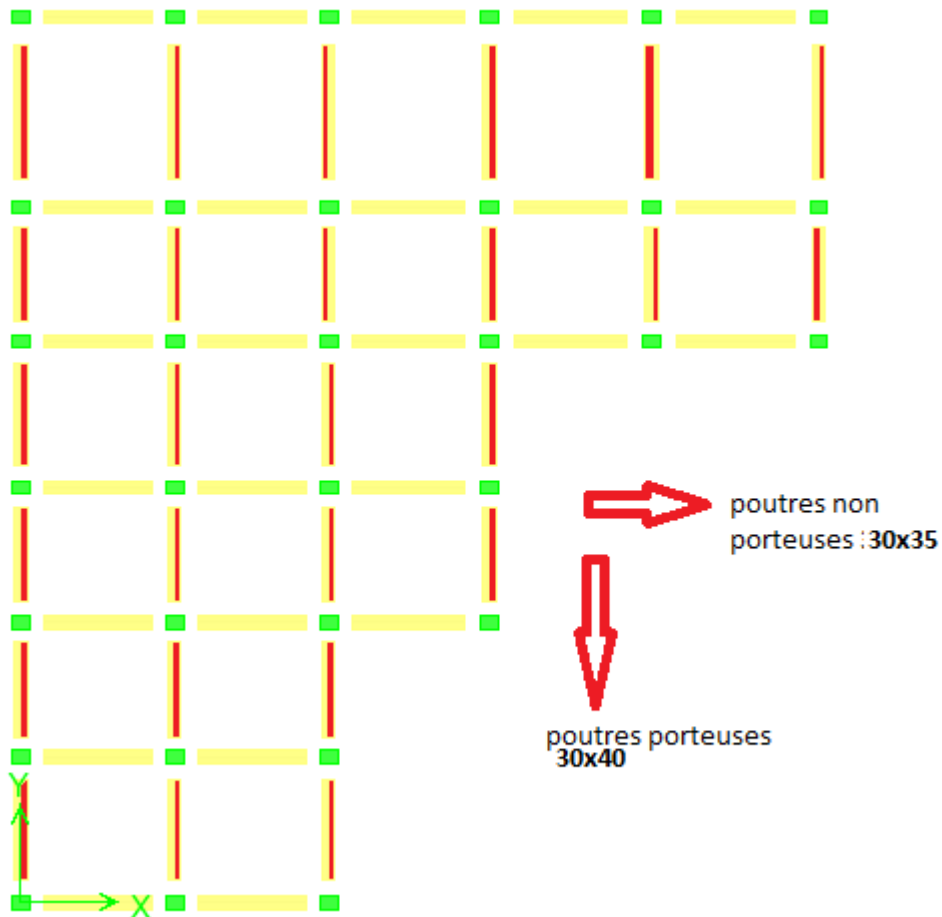


Figure V.1 : Disposition des Poutres

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1. Sens porteur 30x40 :

- a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V.18. Ferrailage des poutres porteuses 30x40(situation durable)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ² (cm ²)
Terrasse	30x40	Travée	55.35	4.45	0
		Appui	-63.15	0	5.14
Etage courant	30x40	Travée	43.88	3.5	0
		Appui	-76.13	0	6.28
Etage de commerce	30x40	Travée	38.37	3.04	0
		Appui	49.26	0	3.95

b. Situation accidentelle **G+Q+E****Tableau V.19.** Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Terrasse	30x40	Travée	49.75	3.41	0
		Appui	-124.06	0	8.94
Etage courant	30x40	Travée	111.18	7.94	0
		Appui	-158.69	0	11.74
Etage de commerce	30x40	Travée	51.17	3.52	0
		Appui	-78.96	0	5.52

2. Sens non porteur 30x35 :

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V.20. Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	Mmax (kNm)	As (cm ²)	As' (cm ²)
Terrasse	30x35	Travée	26.77	2.45	0
		Appui	-44.96	0	4.21
Etage courant	30x35	Travée	36.98	3.42	0
		Appui	-52.53	0	4.97
Etage de commerce	30x35	Travée	14.41	1.3	0
		Appui	-19.27	0	1.74

b. Situation accidentelle : **G+Q+E****Tableau V.21.** Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Terrasse	30x35	Travée	74.82	6.01	0
		Appui	-97.55	0	8
Etage courant	30x35	Travée	113.89	9.49	0
		Appui	-149.15	0	12.87
Etage de commerce	30x35	Travée	61.86	4.92	0
		Appui	-75.70	0	6.09

V.3.4. Choix des armatures

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

1. Sens porteur 30x40

Tableau V.22 . Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x40

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Terrasse	30x40	Travée	55.35	48	72	6	4,45	3T16	6,03
		Appui	-124.75				8,94	3T16+2T14	9,11
Etage courant	30x40	Travée	111.18	48	72	6	7,94	3T16+2T14	9,11
		Appui	-158.69				11,74	6T16	12,06
Etage de commerce	30x40	Travée	51.17	48	72	6	3,52	3T16	6,03
		Appui	-78.96				5,52	3T16	6,03

2. Sens non porteur 30x35:**Tableau V.23 . Choix des armatures pour les poutres non porteuses**

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Terrasse	30x35	Travée	74.82	35	52,5	6	6,01	3T16	6,03
		Appui	-97.55				8	3T16+2T14	9,11
Etage courant	30x35	Travée	113.89	35	52,5	6	9,49	5T16	10,05
		Appui	-149.15				12,87	3T20+2T16	13,44
Etage de commerce	30x35	Travée	61.86	35	52,5	6	4,92	2T16+1T14	5,56
		Appui	-75.70				6,09	3T16+2T14	9,11

V.3.5 Condition de non fragilité

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

Avec :

$$f_{t28}=2.1\text{MPa} ; f_e=400\text{Mpa}$$

Tableau V.24. Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	A _{s(choisi)} ^{min} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
30x40	6.03	1,30	Vérifiée
30x35	5.56	0,95	Vérifiée

V.3.6 Vérification vis à vis de l'ELS**1. Sens porteur 30x40 :**

Tableau V.25. Vérification des poutres porteuse 30x40 à l'ELS

Niveaux	Position	M _{ser} (KN. m)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Vérification
Terrasse	Travée	40,4648	2.95	15	67.4	201.6	OK
	Appui	-46,0497	4.9		198.3		
Etage courant	Travée	31,8529	3,89	15	132.3	201.6	OK
	Appui	-55,240	5.03		179.5		
Etage de commerce	Travée	27,8545	4,56	15	155.3	201.6	OK
	Appui	-36,253	4.64		165.5		

2. Sens non porteur 30x35 :**Tableau V.26.** Vérification des poutres non porteuse 30x35 à l'ELS

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Terrasse	Travée	10,469	2,38	15	51.5	201.6	OK
	Appui	-13,9997	5.24		49.6		
Etage courant	Travée	26,838	2.32	15	-43,1	201.6	OK
	Appui	-38,168	3.98		38		
Etage de commerce	Travée	19,4102	4.7	15	102.7	201.6	OK
	Appui	-32,693	4.42		50.2		

V.3.7. Vérification de l'effort tranchant**a. 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.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable). Selon le BAEL 91 modifié 99

1 Sens porteur 30x40 :**Tableau V.27.** Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur 30x40

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Terrasse	30x40	45.6	0.43	2.5	OK
	30x40	-116	1.07	2.5	OK
Etage courant	30x40	32.8	0.31	2.5	OK
	30x40	-136,42	1.25	2.5	OK
Commerce	30x40	60.5	0.56	2.5	OK
	30x40	-118,97	1.1	2.5	OK

2 Sens non porteur 30x35 :

Tableau V.28 .Vérification de la contrainte de cisaillement dans sens non porteur 30x35

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Terrasse	30x35	39,6	0.41	2.5	OK
	30x35	-59,05	0.63	2.5	OK
Etage courant	30x35	39.36	0.42	2.5	OK
	30x35	-57.46	0.60	2.5	OK
Commerce	30x35	58,39	0.62	2.5	OK
	30x35	-70,18	0.75	2.5	OK

V.3.8 Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 (f_e=400MPa).

• Selon le BAEL 91 modifié 99 : →
$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

• Selon le RPA 99 version 2003 : →
$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,14\text{cm}$

On prend : Ø_t=8mm

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.29.Calcul des armatures transversales

Sens	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		s _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix
				S _t (cm)	S _t (cm)ZC	S _t (cm)ZN	ZN	ZC		
Porteur	30x40	-136,42	1.25	32.4	20	10	10	20	1.80	4T8
Non Porteur	30x35	70,18	0.75	28.35	17.5	8.75	10	15	1.13	4T8

L_r=50Ø (zone III). L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- a. Ø=20mm.....L_r=100cm
- b. Ø=16mm.....L_r=80cm
- c. Ø=14mm.....L_r=70cm

V.3.9 Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{MAX}}{4} \text{ Appuis en travée de rive.} \\ \text{Armatures supérieures : } h' \geq \\ \frac{L^{MAX}}{5} \text{ Appuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right.$

Avec : L=Max (L_{gauche} ; L_{droite})

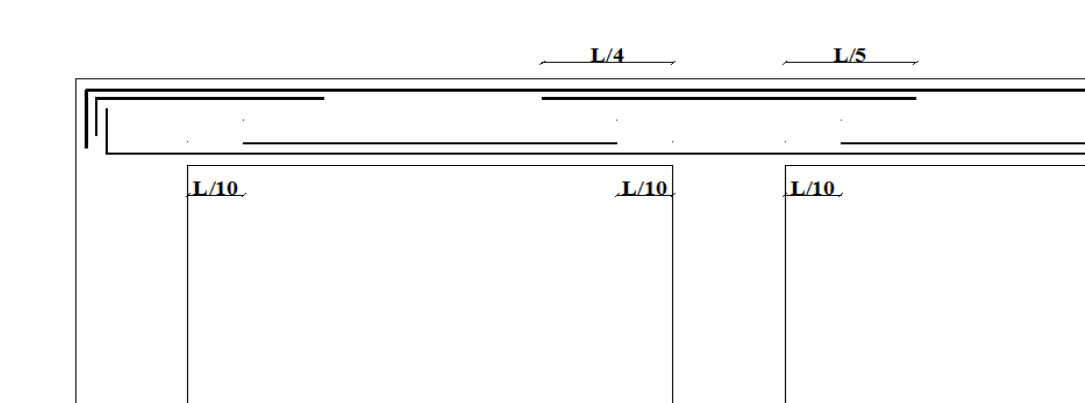


Figure V.2 .Arrêt des barres

V.3.10 Vérification de la flèche

D’après BAEL 91

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$

$\bar{f} = \frac{L}{500}$ Si $L < 5,00 m$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \quad \text{Si } L > 5,00m$$

$$\text{Poutre porteuse (30x40) : } f_{adm} = \frac{450}{500} = 0,90cm$$

$$\text{Poutre non porteuse (30x35) : } f_{adm} = \frac{390}{500} = 0,78cm$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Position de l'axe neutre "y₁"

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀"

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs

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

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

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

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau

Cas	Section (cm ²)	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	δ	σ _s (Mpa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)
Poutre porteuse	30x40	40,4648	6.03	12,02	0,005583	129,39	3,76	1.50	0.86	69378,94
Poutre non porteuse	30x35	26,838	10.05	14,65	0,010635	85,82	1.94	0.78	0.93	100157,44

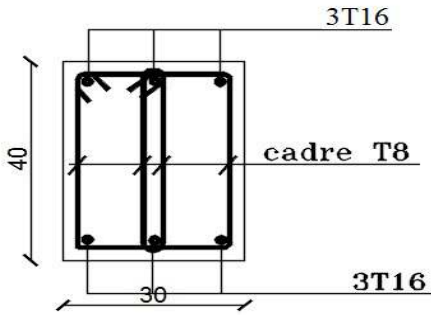
Tableau V.30 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	Vérification
17685,30	29826,196	2.51	5.64	3.13	9	OK
38689,40	57593,099	1.56	3.82	2.26	7.8	OK

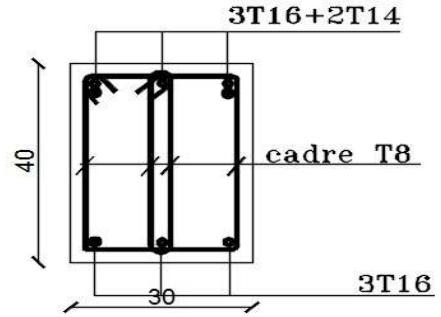
V.3.11 Schéma de ferrailage des poutres

POUTRES PORTEUSES

TERRASSE

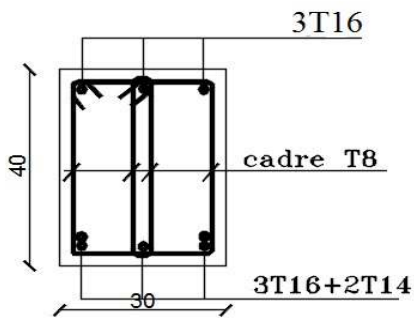


travée

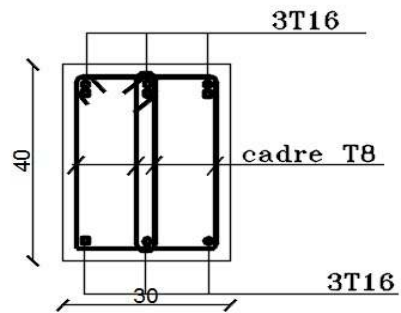


appuis

ETAGE COURANT

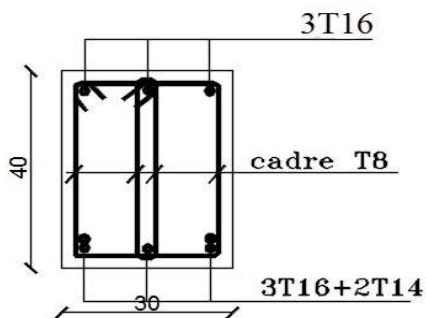


travée

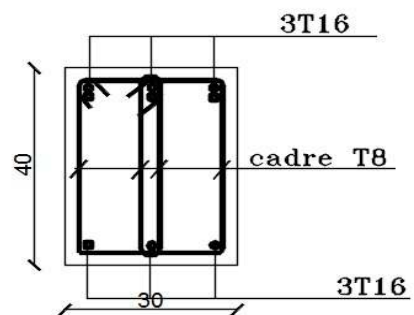


appuis

ETAGE COMMERCE



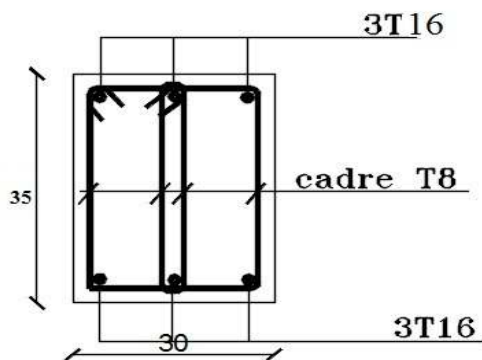
travée



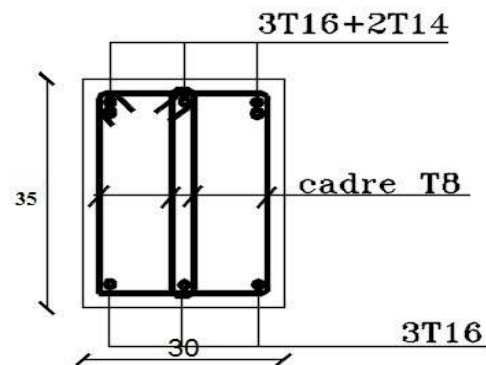
appuis

POUTRES NON PORTEUSES

TERRASSE ET COMMERCE

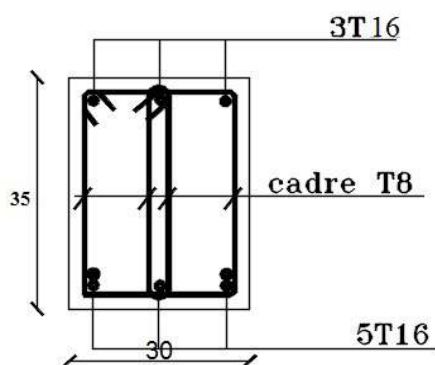


travée

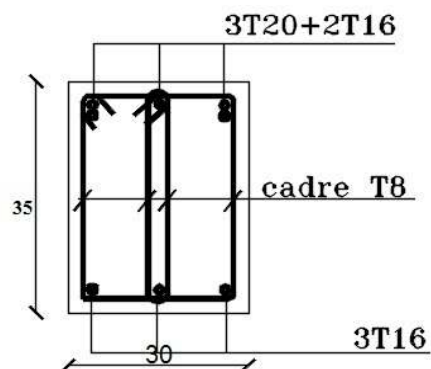


appuis

ETAGE COURANT



travée



appuis

V.4. Ferrailage des voiles

V.4.1 Généralités

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée. auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non armé. et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes

Pour le ferrailage des trumeaux, le calcul et la disposition des aciers verticaux et les aciers horizontaux est conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

V.4.2 : Ferrailage des voiles

Le ferrailage de ces voiles est déterminé par la méthode des contraintes.

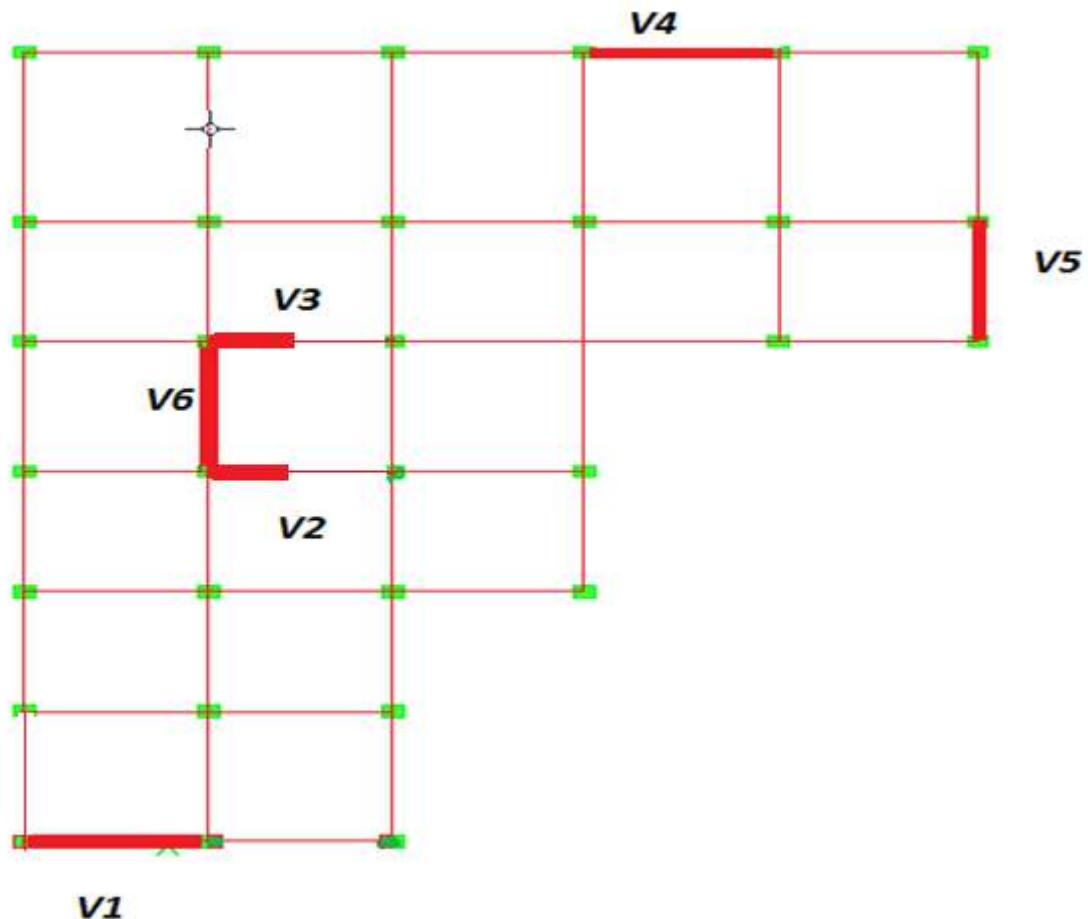


Figure V.3 :Disposition des voiles dans la structure

➤ Procédure de ferrailage des trumeaux

• Introduction

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 N et une charge horizontale V en tête.

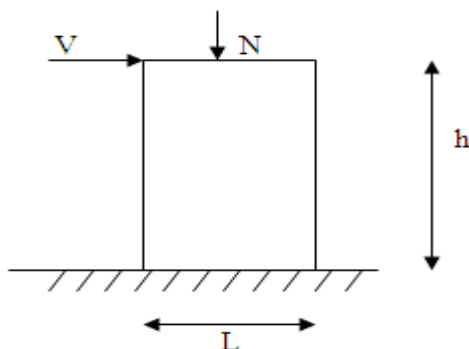


Figure V.4 : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée

Le voile est donc 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.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{V0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_V)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, 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 horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

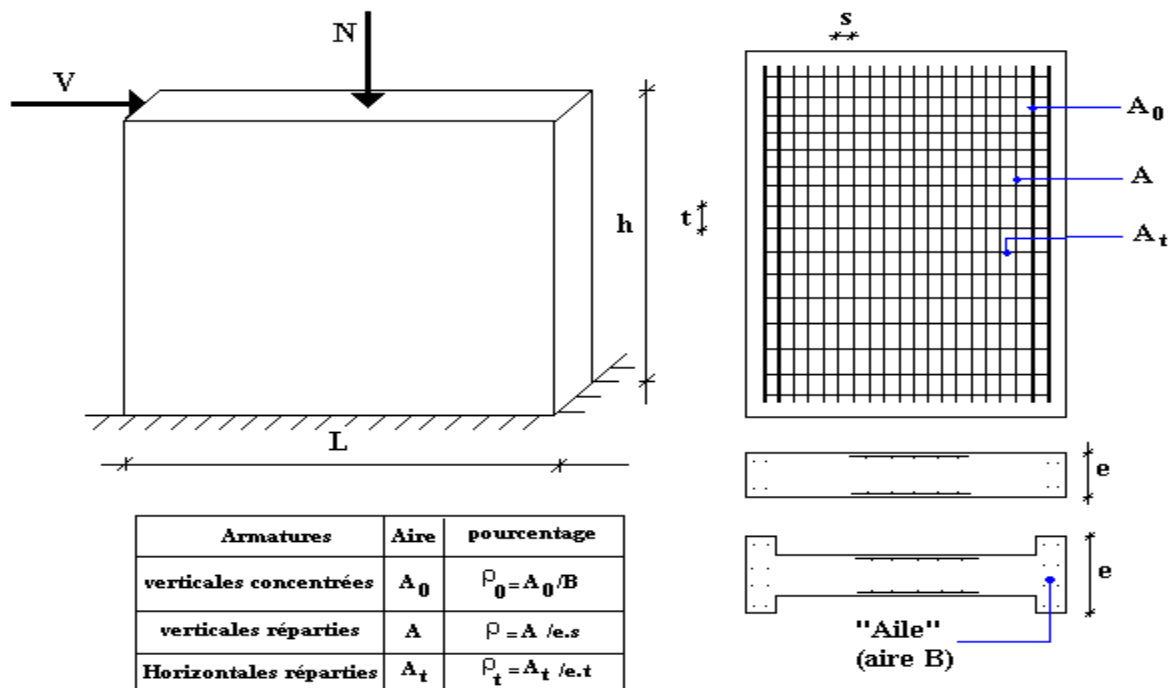


Figure V.5 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

➤ **Préconisation du BAEL91**

• **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 : $r \geq 3a$

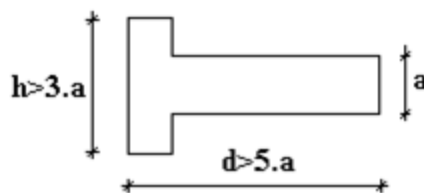


Figure V.6 : Définition de l'élément mur

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.

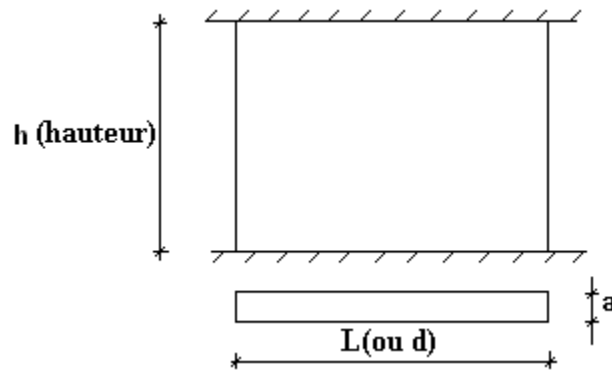


Figure V.7 : Mur encastré

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement de 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 :

Tableau V.31. Valeurs de (l_f/l)

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

L'élancement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

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.

Tableau V.32. Calcul de σ_{ulim}

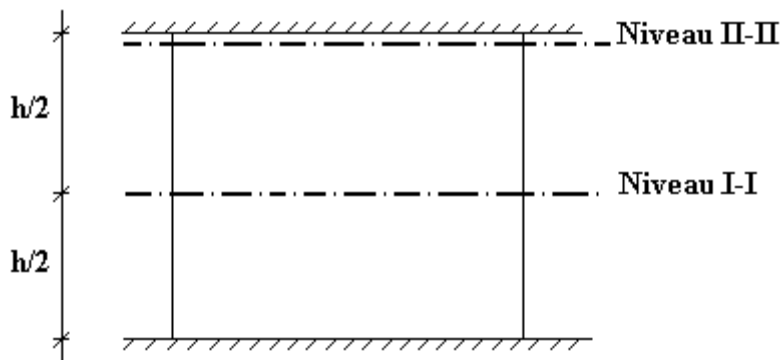
	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
Pour $50 \leq \lambda \leq 80$			$0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	
Effort limite ELU	$N_{u\ lim}$	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	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$

Remarque :

La contrainte limite vaut $\sigma_{u\ lim} = \frac{N_{u\ lim}}{a d}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le

béton est non armé ou armé.

c. 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.

d. 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

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux

Tableau V.33.Aciers verticaux et 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	ρ_{vMax} = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

- 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.

2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre \emptyset_1) pris en compte dans le calcul de $N_{u\lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre \emptyset_t)

Tableau V.34.Aciers transversaux

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12\text{ mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15 \phi_l$	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$		8mm

e. 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 $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

- **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

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 : $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$

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 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

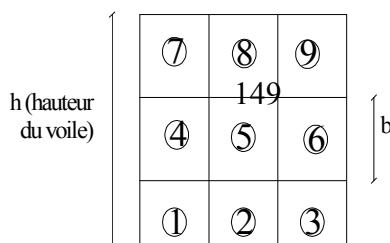


Figure V.8 :Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

- **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v, \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définie})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25,$$

$\tau_u = S_{12}$ Est donnée par les résultats du logiciel **SAP2000**,

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v ,

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau),

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}).$$

- **Aciers supplémentaires et dispositions constructives**

➤ **Aciers de peau** : pour limiter les effets hygrothermiques (voir le tableau ci-dessous)

Tableau V.35.Aciers supplémentaires

➤ Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm ²	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	m	0,5	0,33

- **Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA 99/VER2003)**

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 0.2%.
- 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 0.20% 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.

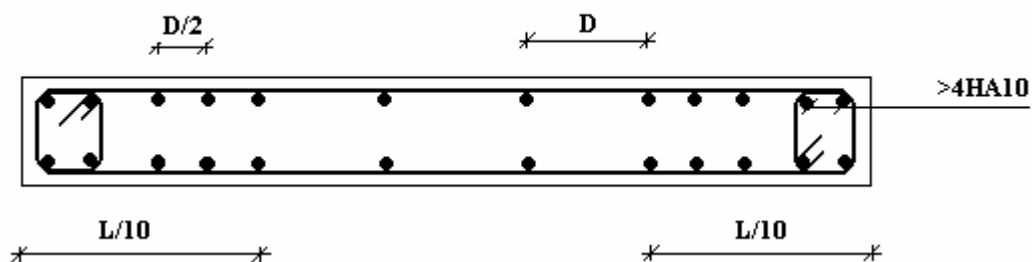


Figure V.9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

a. Aciers horizontaux

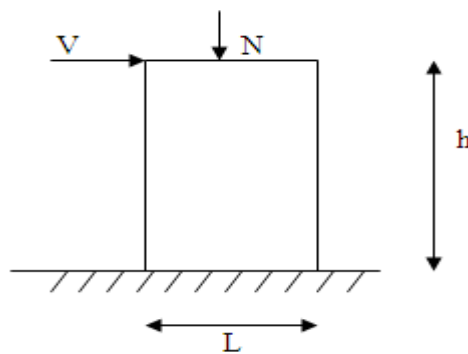
Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

b. 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.



V.4.3 Exemple de calcul (V_1) :

Soit le voile de longueur

$$L = 3.60 \text{ m}$$

$$a = 0.20 \text{ m (épaisseurs)}$$

$$h_e = 4.08 \text{ m (hauteur de RDC)}$$

- **Contraintes limites**

Pour une hauteur d'étage de 4,08 d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 4.08 - 0.35 = 3.73 \text{ m}$ (0.35 m : hauteur de la poutre)

Tableau V.36. Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1)

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$0,85 \times 3,73 = 3,07$	$0,80 \times 3,73 = 2,98$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,20} = 64,08$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,20} = 51,61$
Coefficient α		0,298	0,317
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1m$	M ²	$(a - 0,02) \times 1 = (0,20 - 0,02) \times 1 = 0,18$	0,18
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 1m$	MPa	$\sigma_{bna} = \frac{0,298}{1} \left[\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,20} \right]$ $\sigma_{bna} = 6,47 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,317}{0,20 \times 1} \left(\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 7,01 \text{ MPa}$

Remarque :

$$B_{et} = (0,20) \times (1) \text{ m}^2$$

$$A_s = 2,10 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \quad 0,08$$

- Armatures de traction :**

Tableau V.37. Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1)

Maille $L_i = 0,9m$	1	2	3	4
Dimensions (m ²) $(a \cdot l^i) = S_i$	0,18	0,18	0,18	0,18
Contrainte moyenne par maille σ_j (MPa)	3,9	0,3	0,1	2,5
Force de traction F_t (MN) = $\sigma_j S_j$	0,70	0,05	0,02	0,45
Section d'acier (cm ²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle $\gamma_s = 1$)	17,55	1,25	0,50	11,25
Aciers minimaux (cm ²) 1. Selon BAEL: 0,1% $S_{\text{béton}}$ 2. Selon RPA99: 0,2% $S_{\text{béton}}$	1,35 2,7	1,35 2,7	1,35 2,7	1,35 2,7
choix	2x8T12	2x3T8 2x4T8	2x4T8 2x3T8	2x8T12
$A_{v \text{ adopté}}$	18,09	7,03	7,03	18,09
S_i : espacement (cm)	10	10 20	20 10	10

- **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) : “RPA99 version 2003”**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} \quad ; \quad V_u^{cal} = S_{12} \cdot a \cdot l$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,80 (200)(900)}{400} 1,4 = 1247,00 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 12,47 \text{ cm}^2$$

- **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8} \quad S_{t \min} = 300 \text{ mm}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (1,80) (200) (300)}{(0,8) (400) (0,8)} = 5,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad ; \quad A_v = \{ \text{Section d'acier vertical de la bande la plus armée} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (18,09) = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) a \cdot l = \frac{0,15}{100} (0,20) (0,90) = 2,7 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 5 \text{ HA}14 = 15,38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{900}{5} = 200 \text{ mm}$$

la Démonstration de calcul de la longue tendu Lt

$$= \frac{Lt}{L - Lt} = \frac{\theta t}{\theta c} \rightarrow Lt = \frac{L * \theta t}{\theta c - \theta t}$$

Avec

Lt : longueur tendu

L : longueur de voile

θt : la contraint tendu

θc : la contraint comprimé

Les résultats de ferrailage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

- Voile V1 :
 $e=20 \text{ cm} ; L=3.60 \text{ m} ; L_t=1.1$
Tableau V.38. Calcul des armatures du voile (V1)

Hauteur (m)	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_i (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 2 ^{ème}	1	0.9	0.18	3.9	0.70	17.55	2x8T12	18.09	10
	2	0.9	0.18	0.3	0.05	1.25	2x3T8	7.03	10
							2x4T8		20
	3	0.9	0.18	0.1	0.02	0.50	2x4T8	7.03	20
2x3T8							10		
4	0.9	0.18	2.5	0.45	11.25	2x8T12	18.09	10	
3 ^{ème} - 5 ^{ème}	1	0.9	0.18	2.7	0.49	12.25	2X6T12	13.56	15
	2	0.9	0.18	1.1	0.20	5.00	2X3T8	7.03	10
							2x4T8		20
	3	0.9	0.18	1.5	0.27	6.75	2x4T8	7.03	20
2x3T8							10		
4	0.9	0.18	2.9	0.53	13.25	2x6T12	13.56	15	
6 ^{ème} - 10 ^{èm}	1	0.9	0.18	1.01	0.20	5.00	2x8T8	7.72	10
	2	0.9	0.18	0.50	0.10	2.5	2x3T8	7.03	10
							2x4T8		20
	3	0.9	0.18	0.55	0.10	2.5	2x4T8	7.03	20
2x3T8							10		
4	0.9	0.18	0.90	0.17	4.25	2x8T8	7.72	10	

Voile V2 :
 $e=20 ; L=1.50\text{m} , L_t = 0.60 \text{ m}$

Tableau V.39.Calcul des armatures du voile (V2)

Hauteur (m)	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 2 ^{ème}	1	0.75	0.15	3.4	0.51	12.75	2x4T12	13.76	10
							2x3T10		15
	2	0.75	0.15	1.70	0.26	6.50	2x3T10	13.76	15
							2x4T12		10
3 ^{ème} - 5 ^{ème}	1	0.75	0,15	2.7	0.41	10.25	2x4T12	13.76	10
							2x3T10		15
	2	0.75	0,15	1.3	0.20	5.00	2x3T10	13.76	15
							2x4T12		10
6 ^{ème} - 10 ^{ème}	1	0.75	0,15	1.50	0.23	5.75	2x4T10	9.30	10
							2x3T8		15
	2	0.75	0,15	1.00	0.15	3.75	2x3T8	9.30	15
							2x4T10		10

Remarque : Voile V3 = V 2

V4 : Voile ouverture (porte)

Voile V5 :

$e=20$; $L=3$ m ; $L_t=1.25$

Tableau V.40. Calcul des armatures du voile (V5)

Hauteur (m)	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_i (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 2 ^{ème}	1	0.75	0.15	2.50	0.38	9.50	2x8T10	12.56	10
	2	0.75	0.15	1.50	0.23	5.75	2x3T8	7.86	10
							2x4T8		15
							2x3T8		10
3	0.75	0.15	1.50	0.23	5.75	2x8T10	12.56	10	
3 ^{ème} - 5 ^{ème}	1	0.75	0.15	2.10	0.32	8.00	2x7T10	10.99	15
	2	0.75	0.15	1.10	0.17	4.25	2x3T8	7.86	10
							2x4T8		15
							2x3T8		10
3	0.75	0.15	0.90	0.14	3.50	2x7T10	10.99	15	
6 ^{ème} - 10 ^{ème}	1	0.75	0.15	1.10	0.17	4.25	2x5T10	7.85	20
	2	0.75	0.15	0.60	0.10	2.50	2x2T20	5.02	20
							2x4T8		15
							2x2T20		20
3	0.75	0.15	0.50	0.08	2.00	2x5T10	5.02	20	

Voile V6 :
 $e=20$; $L= 3.40$ m , $L_t = 1.05$
Tableau V.41.Calcul des armatures du voile (V6)

Hauteur (m)	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 2 ^{ème}	1	0.85	0.17	2.90	0.50	12.50	2x8T10	12.56	10
	2	0.85	0.17	1.40	0.24	6.00	2x3T8	7.03	10
							2x4T8		20
	3	0.85	0.17	1.40	0.24	6.00	2x4T8	7.03	20
2x3T8							10		
4	0.85	0.17	2.40	0.40	10.00	2x8T10	12.56	10	
3 ^{ème} - 5 ^{ème}	1	0.85	0.17	2.00	0.37	9.25	2x8T10	12.56	10
	2	0.85	0.17	0.80	0.14	3.50	2x3T8	7.03	10
							2x4T8		20
	3	0.85	0.17	0.90	0.16	4.00	2x4T8	7.03	20
2x3T8							10		
4	0.85	0.17	1.6	0.28	7.00	2x8T10	12.56	10	
6 ^{ème} - 10 ^{ème}	1	0.85	0.17	1.20	0.20	5.00	2x8T8	8.03	10
	2	0.85	0.17	0.50	0.09	2.25	2xT8	7.03	10
							2x4T8		20
	3	0.85	0.17	0.50	0.09	2.25	2x4T8	7.03	20
2x3T8							10		
4	0.85	0.17	0.90	0.16	4.00	2x8T8	8.03	10	

- Armature de joint de bétonnage (acier de couture)

Tableau V.42. Calcul des aciers de couture des voiles

Voile	étages	τ_u (Mpa)	A_{vi}^{cal} (cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_T
V1 $L_i=0.90$	RDC-2 ^{ème}	1.80	12.47	2 x 6T12	13.56	15
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	1,55	10.74	2 x 6T10	13.56	15
	6 ^{ème} - 10 ^{ème}	1.04	7.20	2 x 6T10	9.42	15
V2 $L_i=0.75$	RDC-2 ^{ème}	1.34	7.73	2 x 5T10	7.85	15
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	1.28	7.39	2 x 5T10	7.85	15
	6 ^{ème} - 10 ^{ème}	1.14	6.58	2 x 5T10	7.85	15
V5 $L_i=0.75$	RDC-2 ^{ème}	1.62	9.35	2 x 5T12	11.30	15
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	1.37	7.91	2 x 5T12	11.30	15
	6 ^{ème} - 10 ^{ème}	0.95	5.48	2 x 5T10	7.85	15
V6 $L_i=0.85$	RDC-2 ^{ème}	2.22	14.52	2 x 8T12	18.08	10
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	1.85	12.10	2 x 8T10	12.56	10
	6 ^{ème} - 10 ^{ème}	1.18	7.72	2 x 8T8	8.03	10

- Aciers horizontaux

Tableau V.43. Calcul des aciers horizontaux des voiles

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	RDC-2 ^{ème}	1.80	5.90	14.18	2.70	14.18	2x7T12	15.82	15
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	1,55	5.08	10.68	2.70	10.68	2x6T12	13.54	15
	6 ^{ème} - 10 ^{ème}	1.04	3.41	5.14	2.70	5.14	2x6T8	6.02	15
V2	RDC-2 ^{ème}	1.34	4.39	10.68	2.25	10.68	2x5T12	11.30	15
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	1.28	4.20	7.66	2.25	7.66	2x5T10	7.85	15
	6 ^{ème} - 10 ^{ème}	1.14	3.74	5.14	2.25	5.14	2x5T10	7.85	15
V5	RDC-2 ^{ème}	1.62	5.31	10.68	2.25	10.68	2x5T12	11.30	15
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	1.37	4.49	7.67	2.25	7.67	2x5T10	7.85	15
	6 ^{ème} - 10 ^{ème}	0.95	3.11	5.15	2.25	5.15	2x6T8	6.02	12.5
V6	RDC-2 ^{ème}	2.22	7.28	9.76	2.55	9.76	2x5T12	11.30	17
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	1.85	6.07	6.50	2.55	6.50	2x5T10	7.85	17
	6 ^{ème} - 10 ^{ème}	1.18	3.87	6.50	2.55	6.50	2x5T10	7.85	17

Trumeau Voile 4 :e=20 ; L=3.8 mLt= 1,20m

- **Aciers verticaux**

Tableau V.44. Calcul des aciers verticaux de trumeau .

Niveaux	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_i (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC	1	0.95	0.19	3.5	0,67	16,63	2x6T14	18.46	15
	2	0.95	0.19	0.8	0.15	3.8	2x4T8	4.02	25
	3	0.95	0.19	0.6	0.11	2.85	2x4T8	4.02	25
	4	0.95	0.19	3.1	0,59	14,73	2x6T14	18.46	15
1 ^{er} -2 ^{ème}	1	0.95	0.19	2.8	0.532	13,3	2x6T12	13.56	15
	2	0.95	0.19	/	/	/	/	/	/
	3	0.95	0.19	1.01	0,19	4,80	2x6T12	13.56	15
3 ^{ème} - 5 ^{ème}	1	0.95	0.19	0.8	0,15	3,80	2x4T10	6.28	25
	2	0.95	0.19	/	/	/	/	/	/
	3	0.95	0.19	0.6	0,11	2,85	2x4T10	6.28	25
6 ^{ème} - 10 ^{ème}	1	0.95	0.19	0.32	0.06	1,52	2x4T8	4.02	25
	2	0.95	0.19	/	/	/	/	/	/
	3	0.95	0.19	0.18	0.03	0.86	2x4T8	4.02	25

- **Aciers horizontaux**

Tableau V.45. Calcul des aciers horizontaux de V4

Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{\min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC	1,62	7.70	12.30	2.85	12.30	2 x 6T12	13.56	15
(1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème})	1,50	7.13	9.04	2.85	9.04	2 x 6T10	9.42	15
(4^{ème}, 10^{ème})	1.01	4.80	2.86	2.85	3.31	2x4T10	6.28	25

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	S_T	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
V4 $L_i=0,95$	RDC	1.62	10.77	2x5T12	20	11.30
	(1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème})	1.5	9.975	2x5T12	20	11.30
	(4 ^{ème} , 10 ^{ème})	1.01	6.71	2x5T10	20	7.85

V.4.4 Exemple de calcul ferrailage de linteaux

Soit le linteau suivant :

– $h = 0,66 \text{ m}$

$$- l = 1,2 \text{ m}$$

$$- b = 0,2 \text{ m}$$

On lit sur [6] : $S_{12} = \tau_u^{\text{cal}} = 3.47 \text{ MPa}$

$$\tau_b = 1,4 \tau_u^{\text{cal}} = 4.858 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_b > \bar{\tau}_b$$

$$0,06 f_{c28} = \tau'_b = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\Longrightarrow \tau_b > 0,06 f_{c28}$$

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**

$$\left[\begin{array}{l} A_l = A'_l \geq 0,0015 \times (0,2) \times (0,66)10^4 = 1.98 \text{ cm}^2 \\ \text{Soit : } A_l = A'_l = 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- **Armatures de peau A_c**

$$\left[\begin{array}{l} A_c \geq (0,002) \times (0,2) \times (0,66)10^4 = 2.64 \text{ cm}^2 \\ \text{Soit : } A_c = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ (répartie en deux nappes) (soit 2 barres /nappe)} \end{array} \right.$$

$$\Longrightarrow 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_b > 0,025 f_{c28}$$

- **Armatures transversales A_t**

$$\left[\begin{array}{l} A_t \geq 0,0025 \times b \times S = (0,0025) (0,2) (0,165)10^4 = 0.825 \text{ cm}^2 \text{ car } S_t^{\text{max}} = \frac{h}{4} = 16.5 \text{ cm} \\ \text{Soit : } A_t = 6T8 = 2,51 \text{ cm}^2 \\ \Longrightarrow S_t = \frac{120}{5} = 24 \text{ cm} \quad S_t = 24 \text{ cm} \leq S_t^{\text{max}} \end{array} \right.$$

- **Armatures diagonales A_D**

$$\left[\begin{array}{l} A_D = \frac{(\tau_u b h)}{2 f_e \sin \alpha} \text{ tg} \frac{h-2d'}{1} = \frac{66 \cdot 2(2,5)}{120} = 0,51 \Rightarrow \alpha = 26.60^\circ \\ A_D = \frac{(3.47) (200) (594)}{(2) (400) \sin (26.6)} = 11.50 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 2 \times 4T14 = 12,31 \text{ cm}^2 \\ \Longrightarrow A_D \geq 0,0015 \times b \times h = 1.98 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow C' \text{ est vérifié.} \end{array} \right.$$

- Longueur d'ancrage : $L_a \geq \frac{h}{4} + 50\varphi = \frac{0,66}{4} + 50(1,4) = 70,165 \text{ cm} \Longrightarrow 0,7 \text{ m.}$

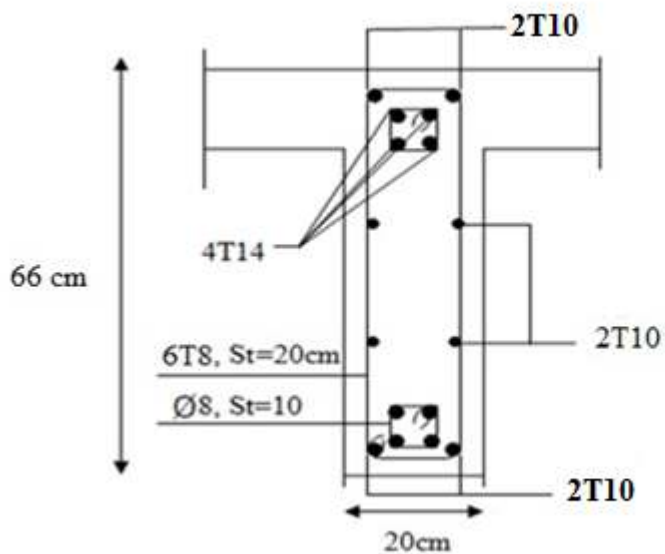


Figure V.10. Schéma de ferrailage des linteaux coupe A-A.

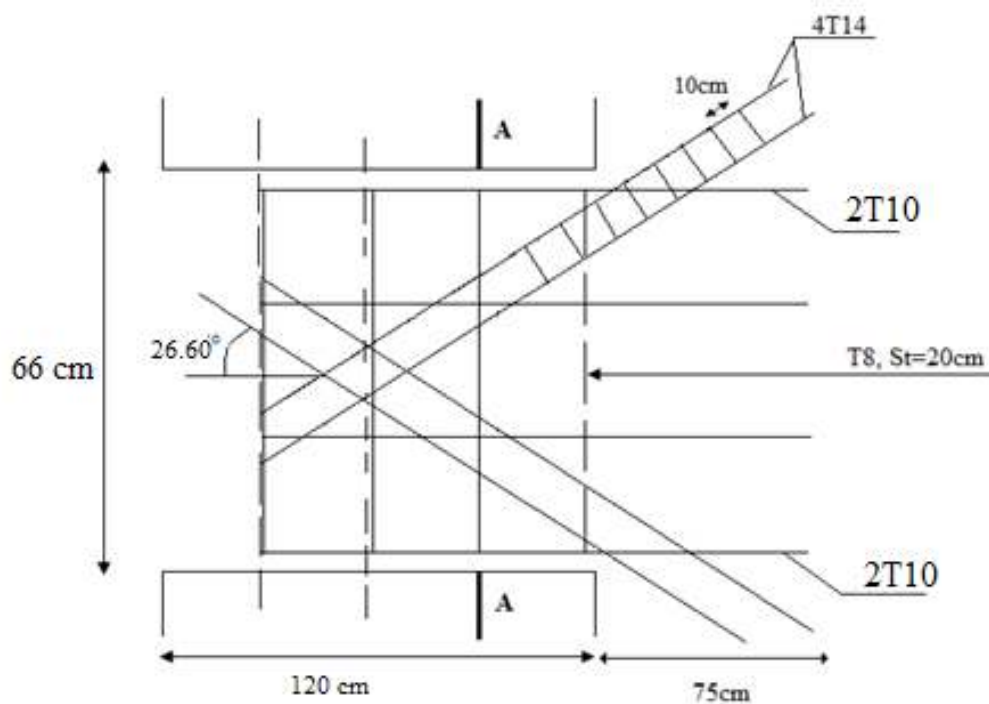


Figure V.11. Schéma de ferrailage des linteaux

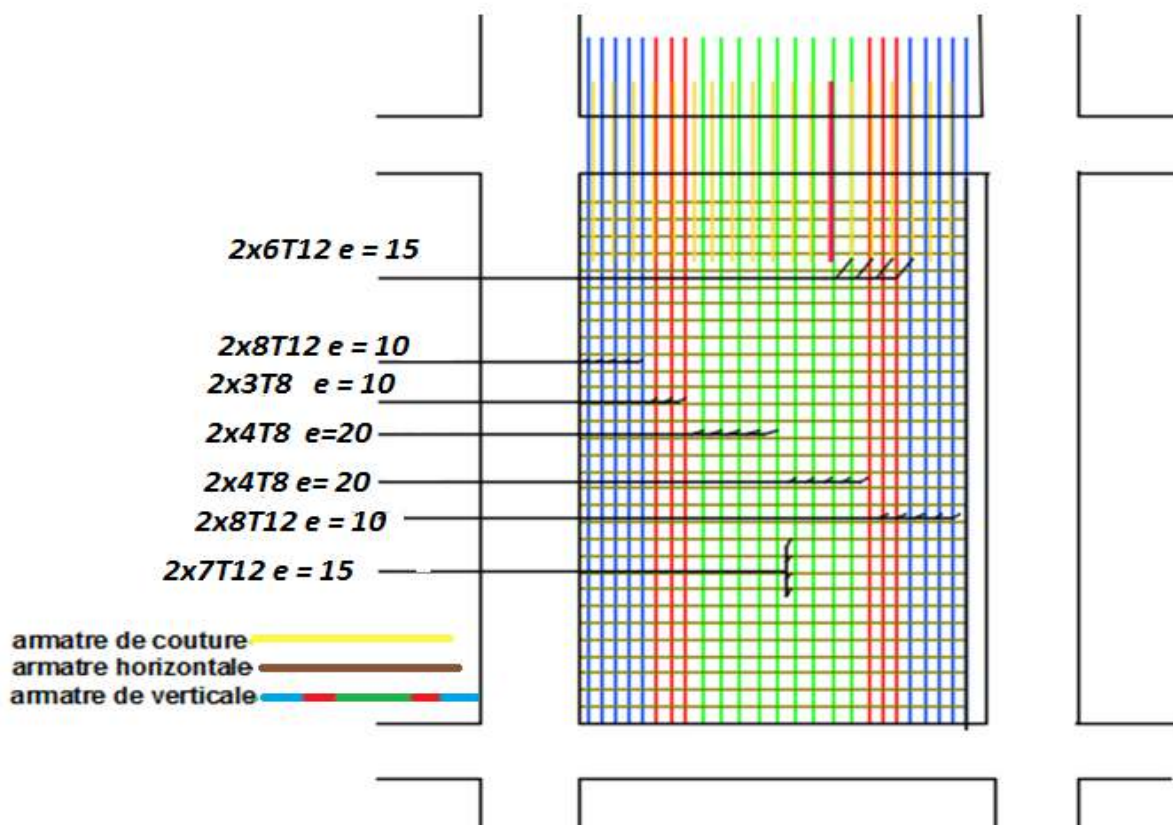
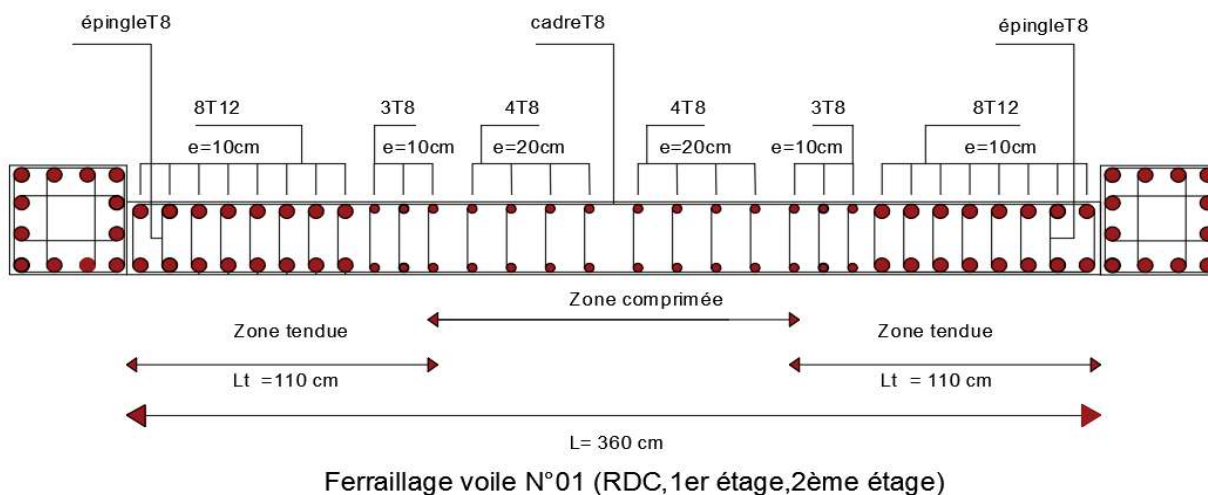
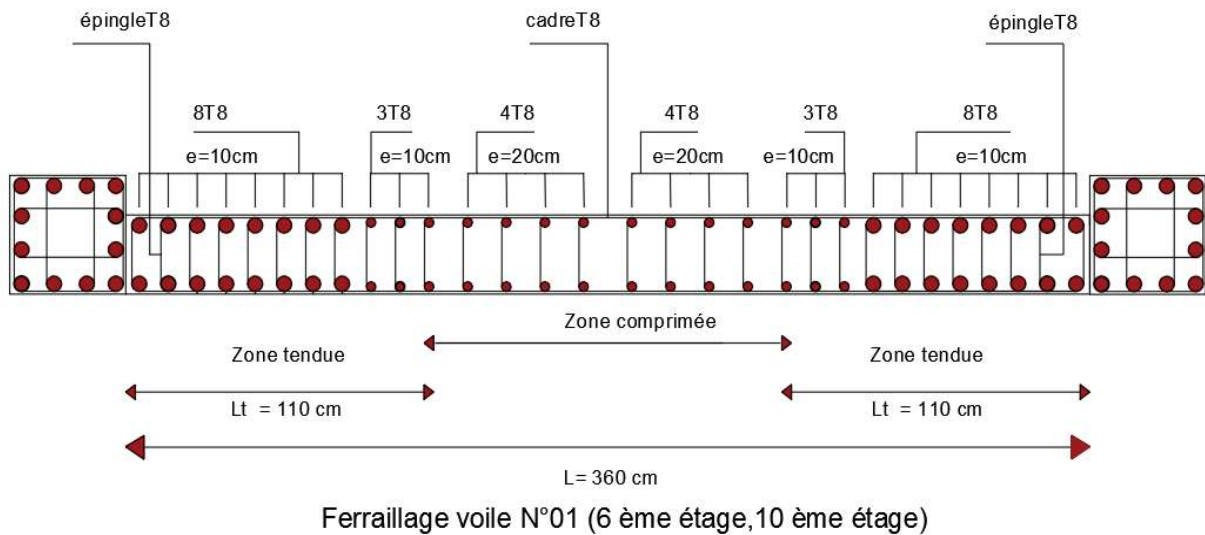
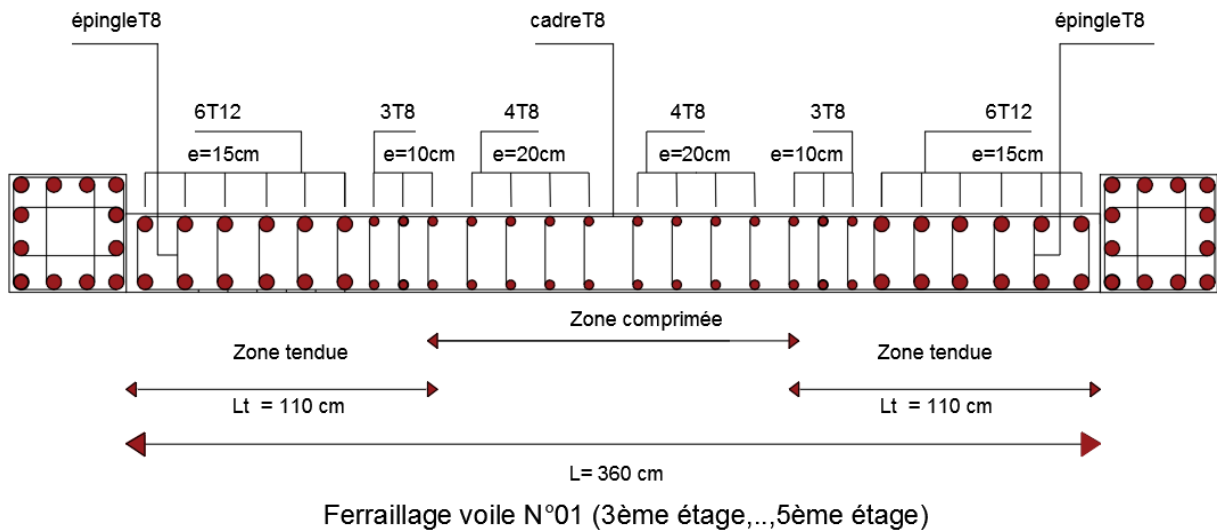


Figure V.12: Détail de ferrailage voile 1 au niveau RDC- 1^{er} étage





V.5. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé le ferrailage des éléments résistants à savoir :

- ✓ Les poteaux
- ✓ Les poutres (principales et secondaires)
- ✓ Les voiles

VII.1 Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent une partie essentielle de l'ouvrage.

VII.2 Fonctions assurée par les fondations

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, dû à l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VII.3 Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes ou radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits ou pieux).

VII.4 Choix de type de fondation

Le choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible =2,50 bars)

Sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

VII.5 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 : $\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{néc} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol $\sigma_{sol}=2,50$ bar .

$S_{néc}$: Surface de la fondation.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

VII.6 Choix de type de semelle

VII.6.1 Semelles isolées

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec: $A = \sqrt{S}$; $\sigma_{sol}=2.50$ bars

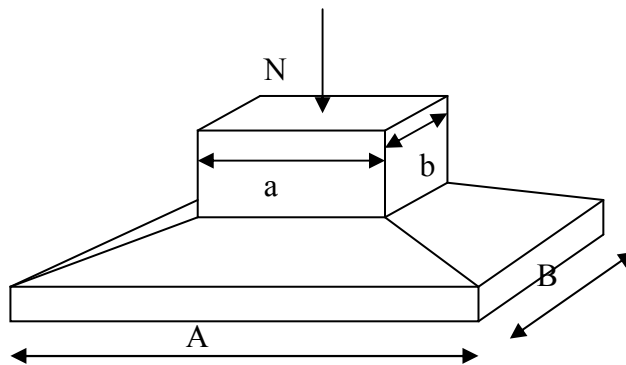


Figure VII.1. Dimensions de la semelle isolée.

On prend le poteau de section (60x60) avec :

$$N_{ser}^{max} = 3754.33 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars}$$

$$\frac{N_{ser}^{max}}{S} \leq \sigma_{ad}$$

AN:

$$A \geq \sqrt{\frac{N_{ser}^{max}}{\sigma_{sol}}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{3754.33.10^{-3}}{2,5.10^{-1}}} = 3.87 \text{ m}$$

On prend : $A = 3.87 \text{ m}$

Vérification de l'interférence entre deux semelles

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 1,50 \times A$

Tel que : L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

A: Largeur maximum de la semelle ($A = 3.87 \text{ m}$).

On a $L_{min} = 3,15 < 1,50 \times A = 5.81$ non vérifié

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VII.6.2 Semelles filantes

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les uns des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

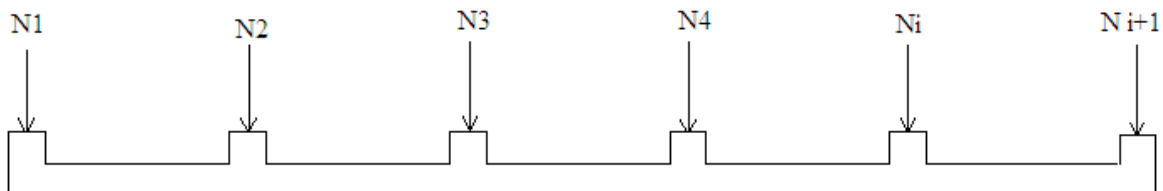


Figure VII.2 : Semelle filante.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit:

Tableau VII.1 : Sections des semelles filantes

Files	N(kN)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)	S(m ²)
1	2545.74	7,20	1,34	1,35	9,72
2	4106.11	7,20	1,76	1,80	12,96
3	5061.14	10,95	1,76	1,80	19,71
4	4529.93	10,95	1,86	1,90	20,80
5	6861.71	18,65	1,68	1,70	29,84
6	8499.2	18,65	1,77	1,80	31,70
7	7828.92	18,65	1,57	1,60	29,84

Vérification :

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{154,58}{282,12} = 54,79\% > 50\%$$

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 parla structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution

VII.6.3 Radier général

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. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

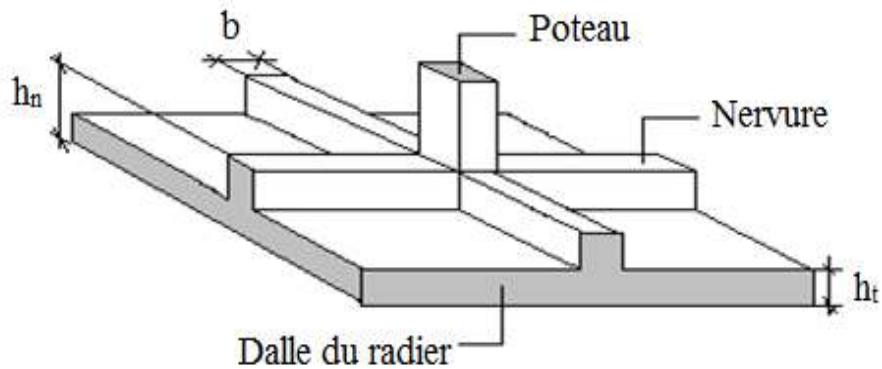


Figure VII.3 .Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VI.6.3.2 Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$- S_{\text{rad}}: \text{Surface en plan du radier} : S = \sum S_i = 277,55 \text{ m}^2$$

$$- \sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\text{Pour : } N_{\text{ser}} = 49014,2696 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 2,5 \text{ bars}$$

$$\text{On trouve: } S_{\text{nec}} \geq 196,05 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface du bâtiment } S_b = 277,55 \text{ m}^2$$

$$\text{Calcul du rapport : } \frac{S_{\text{nécessaire}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{196,05}{277,55} = 70,06\% > 50\%$$

VII.6.3.3 Pré dimensionnement de radier

1. Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

- **Condition forfaitaire**

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec:

- L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 450 \text{ cm} \Rightarrow h_1 \geq 22,5 \text{ cm}$$

On prend : **h = 40cm**

❖ **2. Nervures:**❖ **Largeur de nervures**• **Condition de coffrage**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } : \mathbf{b = 55 \text{ cm}}$$
 dans les deux sens (x-x et y-y)

❖ **Hauteur des nervures**• **Condition de la flèche**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow L_{\max} = 4,50 \text{ m} \Rightarrow 30 \text{ cm} < h_N < 45 \text{ cm}$$

On prend: $\mathbf{h_{n1} = 45 \text{ cm}}$

• **Condition de la raideur**

Pour étudier la raideur d'une semelle continue sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique. L'expression de la longueur élastique est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}}$$

Si les charges sont transmises à la poutre par l'intermédiaire des poteaux de largeur 'a' non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire des contraintes du sol sur une longueur totale de la semelle égale à : $(\pi/2 L_e + b)$

Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre se calcul comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.

Si l'entre axe des poteaux est supérieur à $(\pi/2 L_e + b)$ le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.

• **Application numérique**

On veut que : $(\pi/2 L_e + b) \geq L_{\text{entre axe}}$

$$- \quad b = 55 \text{ cm (largeur du poteau)}$$

$$- \quad L_{\text{entre axe}} = 4,50 \text{ m}$$

$$L_e = \Rightarrow$$

$$\text{On aura : } h_{n2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K(L_e)^4}{E}}$$

- I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$
- E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E = 20000\text{MPa}$).
- K: Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 0,5$ (kg/cm^3) → pour un très mauvais sol.
- $K = 4$ (kg/cm^3) → pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12$ (kg/cm^3) → pour un très bon sol.

On a choisi $K = 4$ (kg/cm^3) pour un sol de densité moyenne.

$$L_e = 2,86 \text{ m}$$

$$h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left(\frac{2 \times 4500}{\pi} \right)^4}{20000}} \Rightarrow h_2 \geq 73,76 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{on prend : } \mathbf{h_{n2} = 90 \text{ cm}}$$

D'où on prend :

$$h_N \begin{cases} = 90 \text{ cm (sens x-x).} \\ = 90 \text{ cm (sens y-y).} \end{cases}$$

➤ VII.6.3.4 Caractéristiques géométriques du radier

➤ Position du centre de gravité

$$\begin{cases} X_G = 7,46 \text{ m} \\ Y_G = 12,68 \text{ m} \end{cases}$$

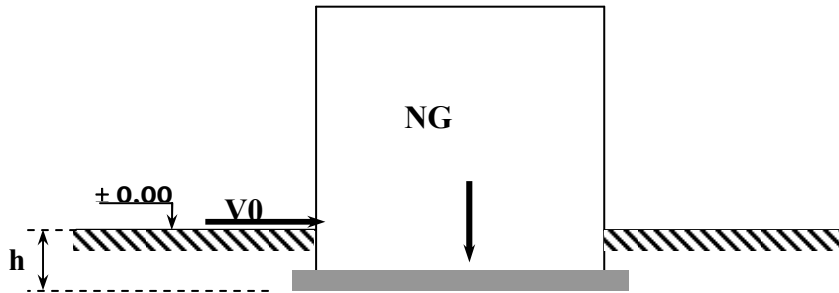
➤ Moments d'inertie

$$\begin{cases} I_{xx} = 53952,7892 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 22700,5546 \text{ m}^4 \end{cases}$$

VII.6.3.5 Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement[1]:

On doit vérifiée que : $e = \frac{M_r}{N} < \frac{B}{4}$ (45)



FigureVII.4 La charge verticale et l'effort tranchant.

- N : Charge verticale permanente.
- $N = N_1 + N_2$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = 42302,4521\text{kN} \\ N_2 : \text{ Poids propre du radier.} \\ N_2 = \rho_b \times S \times h = 25 \times 277,55 \times 0,4 = 2775,5\text{kN} \\ N = 45077,95\text{kN.} \end{array} \right.$$

- $M_r = \sum M_0 + V_0 h$ (Moment de renversement dû aux forces sismique).
- M_0 : Moment à la base de la structure d'après [6]

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = 79007,0638\text{kN.m} \\ M_{0y} = 77676,8979\text{kN.m} \end{array} \right.$$
- V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure d'après [6]

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{0x} = 3148,772\text{kN} \\ V_{0y} = 3196,8571\text{kN} \end{array} \right.$$
- h : Profondeur de l'ouvrage de la structure : $h = 3.96\text{m}$.

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau.VII.2 Résultats de calcul de la stabilité du radier.

N(kN)	M_{rx} (kN.m)	M_{ry} (kN.m)	e_x (m)	e_y (m)	$L_x/4$	$L_y/4$	Remarque
45077,95	92735,71	91615,16	2,05	2,03	4,76	5,28	Vérifiée

Nous remarquons que le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est inférieur à B/4, donc notre structure est stable dans les deux sens.

VII.6.3.6 Calcul des contraintes

Les contraintes du sol sont données par : $N_{ser} = \sum N_{ser(super\ structure)} = 49014,2696\text{ kN}$

VII.6.3.6.1 Sollicitation du premier genre

À l'ELS :
$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{ser} &= \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{49014,2696}{277,55} = 176,60\text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{ser} &= 176,60\text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250\text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{aligned} \right.$$

VI.6.3.6.2 Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :
$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} v \\ \sigma_2 &= \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} v \end{aligned} \right.$$

On vérifier que

- σ_1 Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$
- σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33\sigma_{sol}$

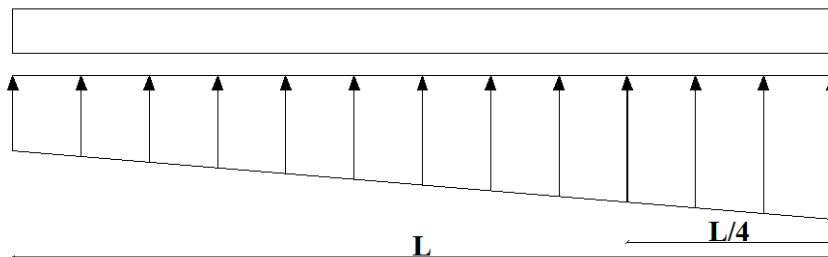


Figure VII.5.Contraintes sous le radier

- **ELU :**

- $N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 67176,0366 \text{ kN}$
- M : le moment de renversement.
- $\sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$

Tableau.VII.3 Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	252,92	231,10	247,49
Sens y-y	285,42	198,64	263,72
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol}$

- **ELS :**

- $N_{ser} = 49014,2696 \text{ kN}$
- M : le moment de renversement.
- $\sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$

Tableau.VII.4 Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	187,52	165,67	182,05
Sens y-y	219,98	133,20	198,29
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol}$

Nous remarquons

- ELU : Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.
- ELS : La contrainte σ_1 est vérifiée donc pas de risque de soulèvement, mais $\sigma_2 < 0$ nous avons $e < l/4$ donc : Il y a un Léger soulèvement qui est compensé par le poids des remblais sur le radier.

VII.6.3.7 Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

➤ **ELU :** $\sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 263,72 \text{ kN/m}^2$

$$\text{➤ ELS : } \sigma_{\text{ser}} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 198,29 \text{ kN/m}^2$$

a.1 Ferrailage de la dalle du radier

Valeur de la pression sous radier :

- Si : $0,4 < L_x/L_y \leq 1,0$, La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.} \\ M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.} \end{cases}$$

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.

a.2 Calcul des moments

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v .

$$v: \text{ Coefficient de poisson } \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "

$$\rho = 0,86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0496 \\ \mu_y = 0,7052 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 198.95 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 140.30 \text{ kNm}$$

➤ Panneau de rive

– A. Moment en travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 169.10 \text{ KN} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 119.30 \text{ KN} \end{cases}$$

– B. Moment sur appuis

$$\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x = 50.73 \text{ KN (appui de rive).} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 84.55 \text{ KN (autre appui).} \end{cases}$$



$L_x=3.9 \text{ m}$

$L_y= 4.5 \text{ m}$

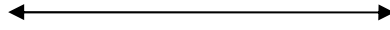


Figure VII.6 Panneau le plus sollicité.

➤ **C. Panneau intermédiaire**

– **C.1 Moment en travée**

$$\begin{cases} M_{tx}=0,75M_x=149.21\text{KN} \\ M_{ty}=0,75M_y=105.3 \text{ KN} \end{cases}$$

– **C.2 Moment sur appuis**

$$M_{ax}=\overset{\leftarrow}{\rightarrow}M_{ay}=0,5M_x=74.65\text{KN}$$

- Si $L_x / L_y < 0,4$; La dalle travaille dans un seul sens.

– Moment en travée: $M_t=0,85M_0$

– Moment sur appuis : $M_a=0,5M_0$

Avec : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

➤ **Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v=0,2$)**

On a le rapport des panneaux $0,4 < L_x/L_y < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau.VII.5 Calcul des moments à l'ELU.

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)
3.9	4.5	0.86	0.0496	0,7052	263.72	198.95	196.10	140.30	119.30	99.48

➤ **Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v=0,2$)**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.VII.6 Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	Q_s (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
3.9	4.5	0.86	0.0496	0.7052	198.85	149.60	127.15	105.50	89.68	74.8

D. Calcul du 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 :

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=40\text{cm}$
 $d=0,9h=36\text{cm}$

Tableau.VII.7 Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	$M_u(\text{kN.m})$	μ	α	Z(cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	S_t
Travée	x-x	196,1	0,107	0,141	33,96	16,59	6T20	18.84	15
	y-y	119.30	0,065	0,084	34,79	9,85	5T16	10.05	14
Appui	x-x	99.48	0,054	0,070	35,00	8,17	5T16	10.05	14
	y-y								

❖ **Espacement**

- $Esp \leq \text{Min} ..(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$$S_t = \frac{120}{7} = 17.14 \text{ cm}$$

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

Vérifications nécessaires

- Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 3,02\text{cm}^2 < A_{s\text{adopté}} = 16,08\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$\rho = 0,86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0566 \\ \mu_y = 0,7933 \end{cases}$$

Tableau.VII.8 Vérification des contraintes du radier.

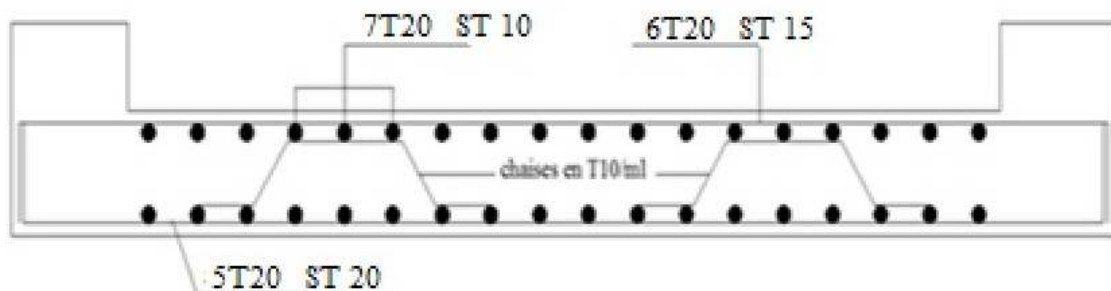
	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	127.15	18.84	11,7 2	220259,22	7,08	15	216,6	201,63	Non vérifie
	y-y	105.50	10.05	9,02	134196,36	7,42	15	327,6	201,63	Non vérifie
Appuis	x-x	74.8	10.05	9,02	134196,36	5,26	15	232,3	201,63	Non vérifie
	y-y									

Tableau.VII.9Ferraillage des panneaux du radier finale.

	Sens	M_u (kN.m)	μ	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t
Travée	x-x	196,1	0,107	0,141	33,96	16,59	7T20	21.98	10
	y-y	119.30	0,065	0,084	34,79	9,85	6T20	18,84	15
Appui	x-x	99.48	0.054	0,070	35.00	8.17	5T20	15.70	20

Tableau.VII.10Vérification des contraintes du radier après augmentation de la section d'acier.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	127.15	21.98	12,46	247178,3517	6,72	15	187,1	201,63	vérifie
	y-y	105.50	18,84	11,72	220259,22	5,88	15	179,7	201,63	vérifie
Appuis	x-x	74.8	15.70	10,88	191534,33	4,45	15	151,6	201,63	vérifie

**Figure VII.7.**Schéma de ferraillage du radier**b.Ferraillage des nervures****b.1.1 Calcul des efforts**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire [2]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

$$\left[\begin{array}{l} \text{En travée : } M_t = 0,85 M_0 \\ \text{Sur appuis : } M_a = 0,50 M_0 \end{array} \right.$$

b.1.2 Calcul des armatures

Les données : $b = 55\text{cm}$; $h = 90\text{cm}$; $d = 81\text{cm}$;

$L = 4,5\text{m}$; $P = 263,72\text{ kN/ml}$;

Tableau.VII.11 Ferrailage des nervures.

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	St (cm)
Travée	567,41	0,110	0,147	76,22	21,39	7T20	25,12	12
Appuis	333,77	0,065	0,084	78,26	12,25	4T20	12,56	12

b.2 Vérifications nécessaires

- **Condition de non fragilité**

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 5,35\text{cm}^2 < 12,56\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

TableauVII.12 Vérification des contraintes des nervures.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérificat°
Travée	x-x	426,63	25,12	27,16	1459555,633	7,93	15	236,04	201,63	Non vérifier
	y-y	426,63	25,12	27,16	1459555,633	7,93	15	236,04	201,63	Non vérifier
Appuis	x-x	250,96	12,56	20,37	847515,8926	6,03	15	269,25	201,63	Non vérifier
	y-y	250,96	12,56	20,37	847515,8926	6,03	15	269,25	201,63	Non vérifier

	Sens	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	St(cm)
Travée	x-x	21,39	10T20	31,40	8
	y-y	21,39	10T20	31,40	8
Appui	x-x	12,25	5T20+2T16	19,72	8
	y-y	12,25	5T20+2T16	19,72	8

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérificat°
Travée	x-x	426,63	31,40	29,65	1719819,689	7,35	15	191,05	201,63	OK
	y-y	426,63	31,40	29,65	1719819,689	7,35	15	191,05	201,63	OK
Appuis	x-x	250,96	19,72	24,62	1213854,098	5,09	15	174,82	201,63	OK
	y-y	250,96	19,72	24,62	1213854,098	5,09	15	174,82	201,63	OK

- ❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{bd} \\ T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{263,72 \times 4,50}{2} = 593,37 \text{ kN} \\ \tau_u = \frac{593,37 \times 10^3}{550 \times 810} = 1,33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier} \end{cases}$$

b.3 Ferrailage transversale

$$\begin{cases} \frac{A_f}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_t\right) = 24\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.} \end{cases} \quad \text{Avec : } \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_t; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm}$$

Donnée : $f_e = 400\text{MPa}$; $\tau_u = 1,33 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$; $b = 55\text{cm}$; $d = 81\text{cm}$. On trouve :

- $S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$ / $S_t = 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$.

Tableau.VII.13 Ferrailage transversal et l'espacement.

	St(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Zone nodale	15	2,47	5T10	3,93
Zone courante	20	3,3	5T10	3,93

b.4 Armature de peau

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature 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 .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses. Pour les bâtiments courant on a $3\text{cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau, $A_p = 3\text{cm}^2/\text{m} \times 0,90 = 2,7 \text{ cm}^2$ (Fissuration préjudiciable)

Donc on prend : **3T12 = 3,39 cm²**

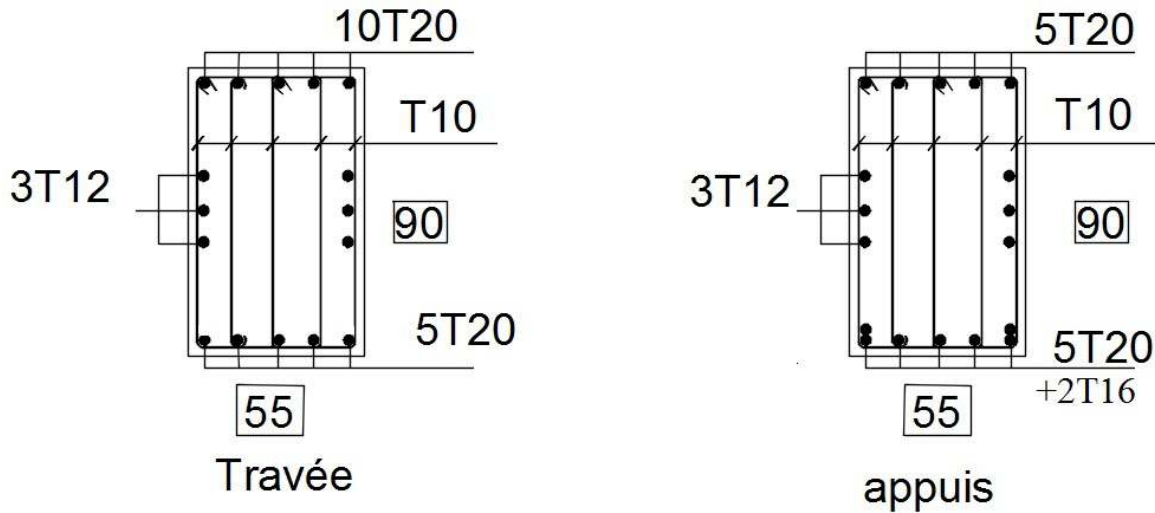


Figure VII.8. Schéma de ferrailage des nervures

c. Ferrailage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=0.50\text{m}$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

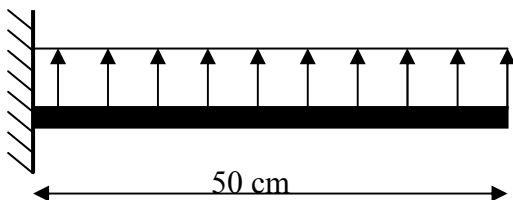


Figure VII.9 Schéma statique du débord.

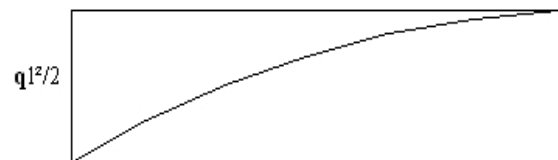


Figure VII.10 Diagramme des Moments

c.1. Calcul de ferrailage

$$q_u = 263.72 \text{ kN/ml}, b = 100 \text{ cm}, h = 40 \text{ cm}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}.$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 32.96 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0.018$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,023$$

$$Z = d \left(1 - 0,4 \alpha \right) = 35.67 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,26 \text{ cm}^2$$

On adopte: 5T14=7.70cm

$$S_t=20\text{cm}$$

c.2.Armature de répartition

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow 1.925 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T10=3,14 , S_t=25cm

c.3.Vérification des contraintes à l'ELS

$$q_{\text{ser}}=198.29 \text{ kN/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} l^2}{2} = 24.47 \text{ kNm}$$

Tableau VII.14 Vérifications des contraintes du béton et d'acier

$M_{\text{ser}}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\sigma_{\text{bc}}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
24.47	7.70	3,95	15	175,69	201.63	OK

VII.7 Voile périphérique

VII.7.1 Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

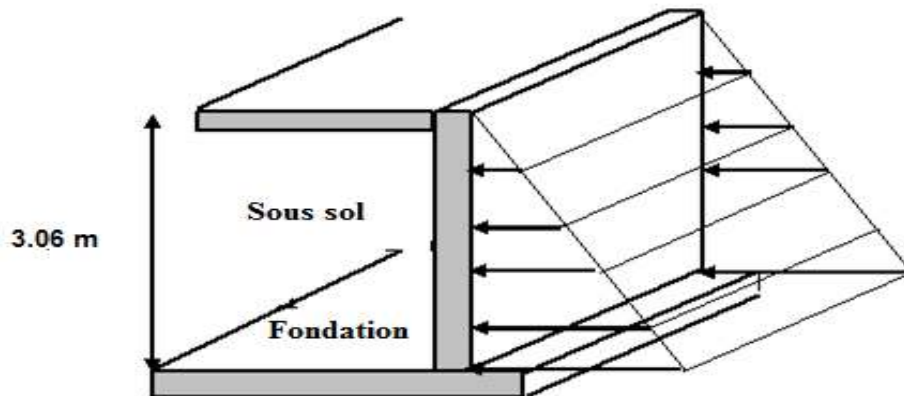


Figure.VII.11.Evaluation des charges

VII.7.2 Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ❖ Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15$ cm
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

- Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).

- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

VII.7.3 Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_y=4,5\text{ m}$;



$L_x=3.06\text{ m}$;
 $e=20\text{ cm}$.

Figure VII.12 Poussées des terres

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q=A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma=20.5\text{ KN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A: coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 6^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.81$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 44.16\text{ kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35 \times 50,81 = 59.62\text{ kN/ml}$$

VII.7.4 Effort dans le voile périphérique

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{4.5} = 0,68 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,68 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0710 \\ \mu_y = 0,4034 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 39.64 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 15.99 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 33.69 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 13.59 \text{ kNm.}$$

- **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 16.845 \text{ kNm}$$

VII.7.5 Ferrailage du voile périphérique

$b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $f_c=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$
 $\sigma_s=348\text{MPa}$; $F_{bc}=14,17\text{MPa}$ (organigramme I voir annexe)

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.15 Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M_u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	33.69	0,073	0,095	17,31	5,59	2x6T12	6.78	15
	y-y	13.59	0,030	0,038	17,73	2,20	2x6T12	4.71	15
Appuis	x-x	16.85	0,037	0,047	17,66	2,74	2x6T12	4.71	15
	y-y								

VII.7.6 Condition exigée par les RPA99/version 2003

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

VII.7.7 Condition de non fragilité

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm.

On a: $12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$

$$h=e=20 \text{ cm}; \quad b=100 \text{ cm}.$$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min}; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min}; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{3,06}{4,5} \right) \frac{100 \cdot 20}{2} = 1,86 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$\begin{cases} A_x = 4,71 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,86 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,71 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\begin{cases} A_x = 4,71 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,86 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,71 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

VII.7.8 Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{59.68 \times 3.06 \times 4,5}{2 \times 3.06 + 4,5} = 77.38 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 60.87 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 77.38 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{77.38 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VII.7.9 Vérification à L'ELS

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$Q_{\text{ser}} = Q_1 = 44.16 \text{ kN/m}$$

$$\rho = 0,68 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0710 \\ \mu_y = 0,4034 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{\text{ser}} L_x^2 = 29.35 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 11.84 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 24.94 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 10.07 \text{ kNm} \\ M_a = 0,5 M_x = 14.67 \text{ kNm} \end{cases}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VII.16 Vérifications des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	24.49	6.78	6,25	15	139.1	201.63	OK
	y-y	10.07	6.78	2.41	15	91.2	201.63	OK
Appuis	x-x	14.67	6.78	3.52	15	132.8	201.63	OK
	y-y							

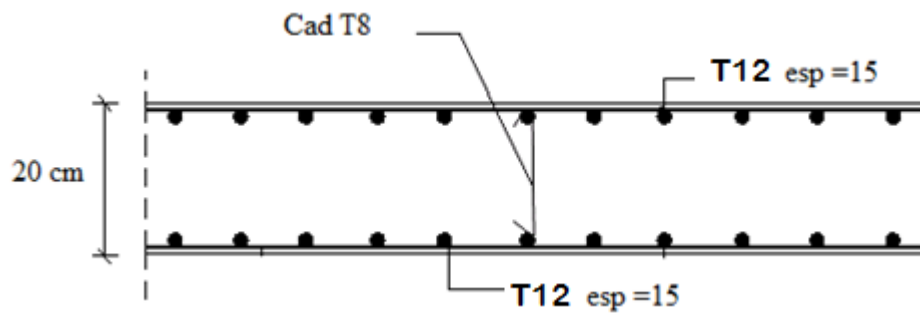


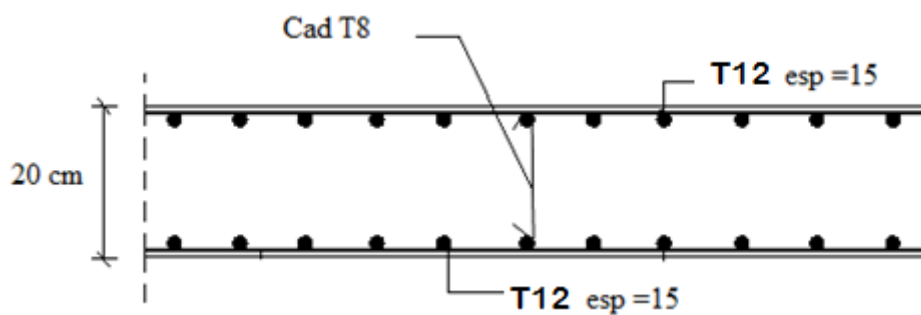
Figure VII.13 : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.

Figure VII.14 : Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y.

VII.8 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons calculé les fondations de notre structure qui est dans notre est un radier général. Nous avons ferrailé

- ✓ La dalle de radier
- ✓ Les nervures et



- ✓ Voile périphérique

CONCLUSION

Cette étude nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir notre savoir en nous basant sur les documents techniques et réglementaires, et de mettre en application les logiciels de calculs récents.

Le pré dimensionnement et une étape préliminaire son but est de choisir les sections des éléments structuraux du bâtiment qui peuvent changer considérablement après l'étude dynamique.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir notre savoir en nous basant sur les documents techniques et réglementaires, et de mettre en application les logiciels de calculs récents.

Pour avoir plus de sécurité et minimiser l'effet de la torsion, on a disposé les voiles de telle sorte que les deux premiers modes soient des modes de translation et le troisième est de rotation.

Le facteur de comportement qui est en fonction du système de contreventement est choisi avec vérification de l'interaction.

On a dû aussi changer la section des poteaux pour justifier l'effort normal réduit, cette condition nous a obligé à aboutir à des sections des poteaux importantes de l'ordre de $(55*55)\text{cm}^2$ pour le RDC.

Pour justifier le choix du facteur de comportement ($R=5$) lié fortement au système de contreventement on a calculé la portance des voiles, d'où on a trouvé que les voiles reprennent moins de 20% de la charge verticale et plus de 25 % de la charge horizontale.

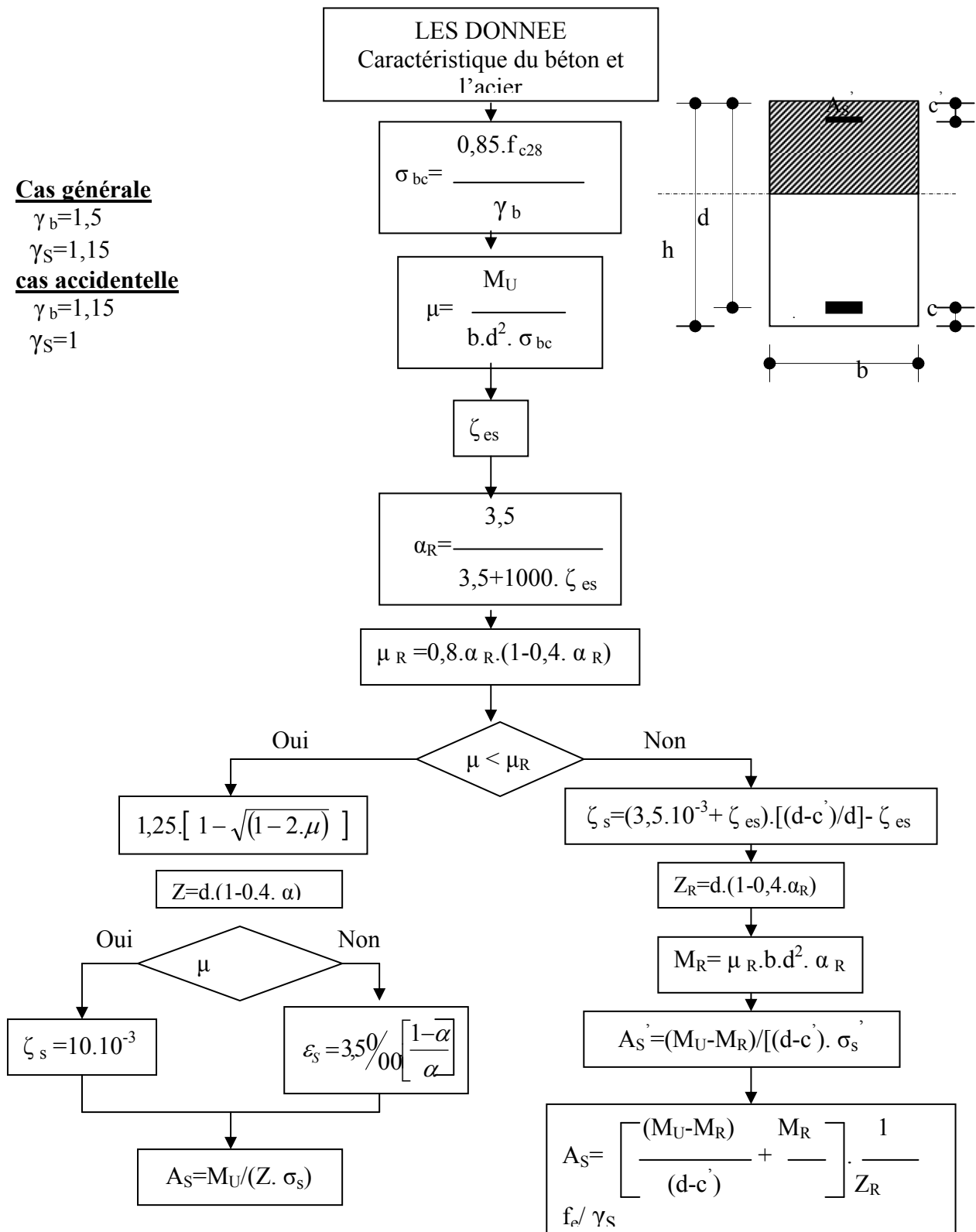
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, il faut vérifier l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre Structure.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

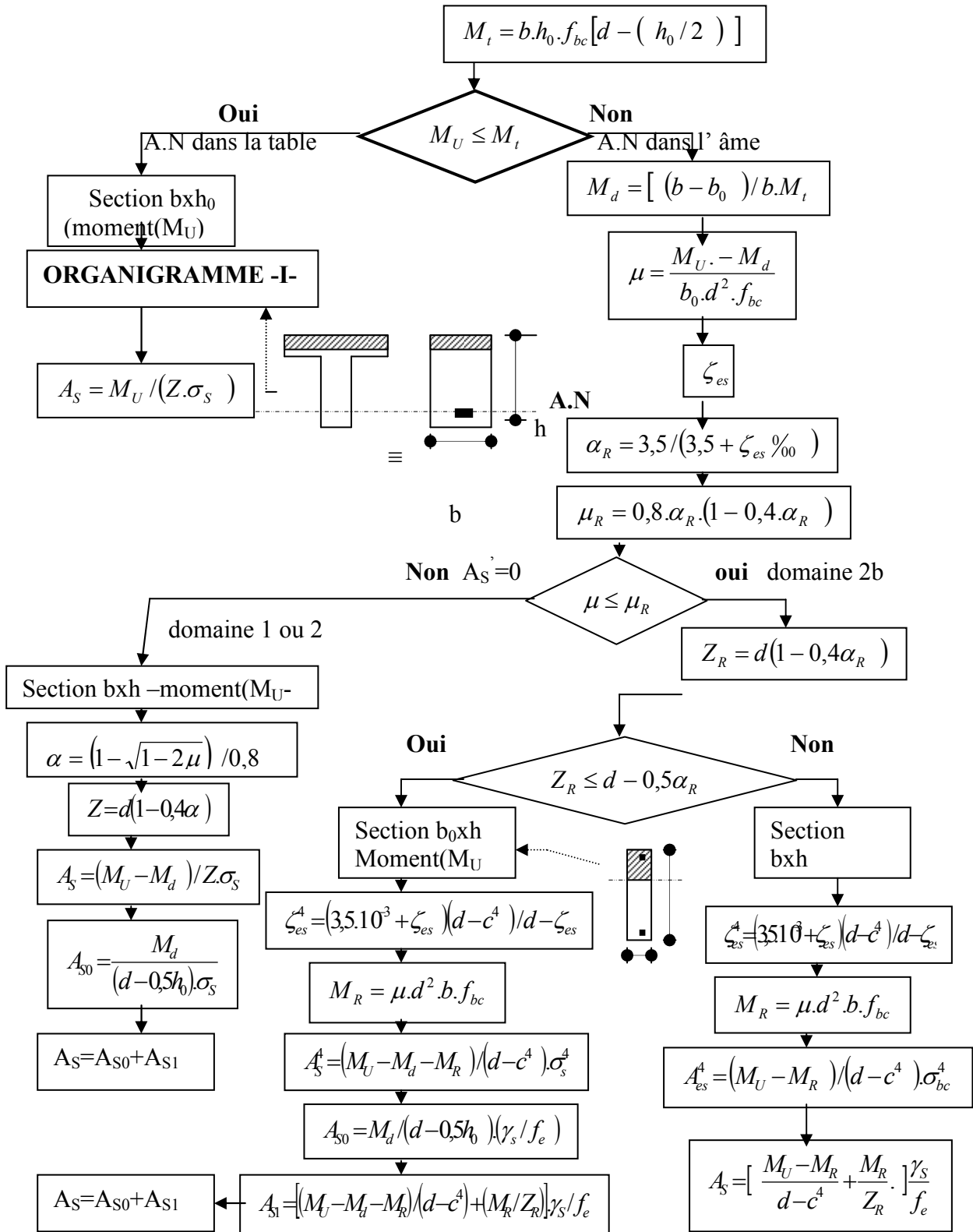
Référence

- [1] D.T.R – B.C. 2.48, "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003", C.G.S.
- [2] DTU Règles BAEL 91 révisées 99 règle de calcul DTU P 18-702. février 2000
- [3] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2 2.
- [4] M.BELAZOUGUI, "calcul des ouvrages en béton armée".
- [5] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère de l'Habitat.
- [6] logiciel ETABS 2016

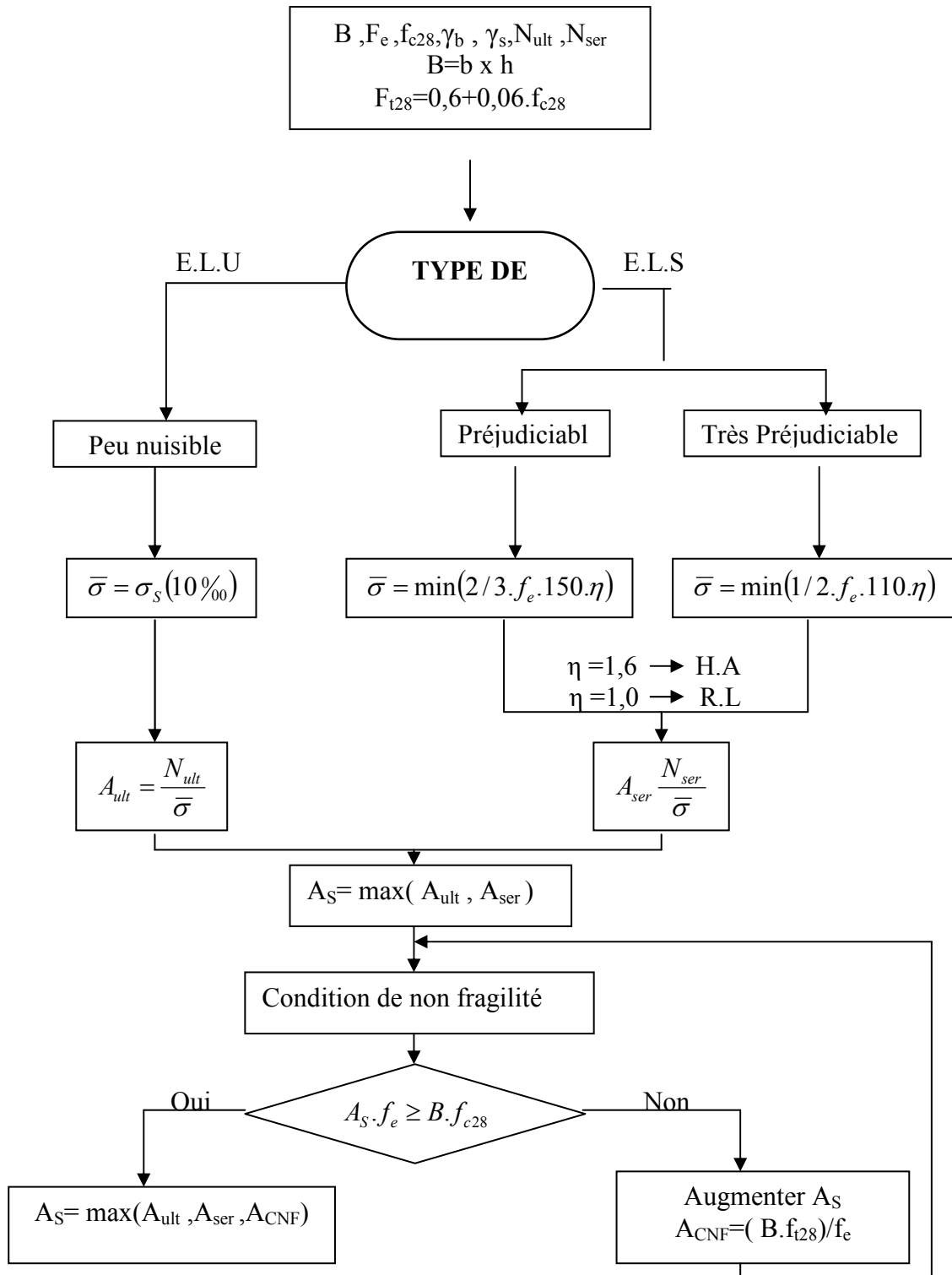
ORGANIGRAMME -1-
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



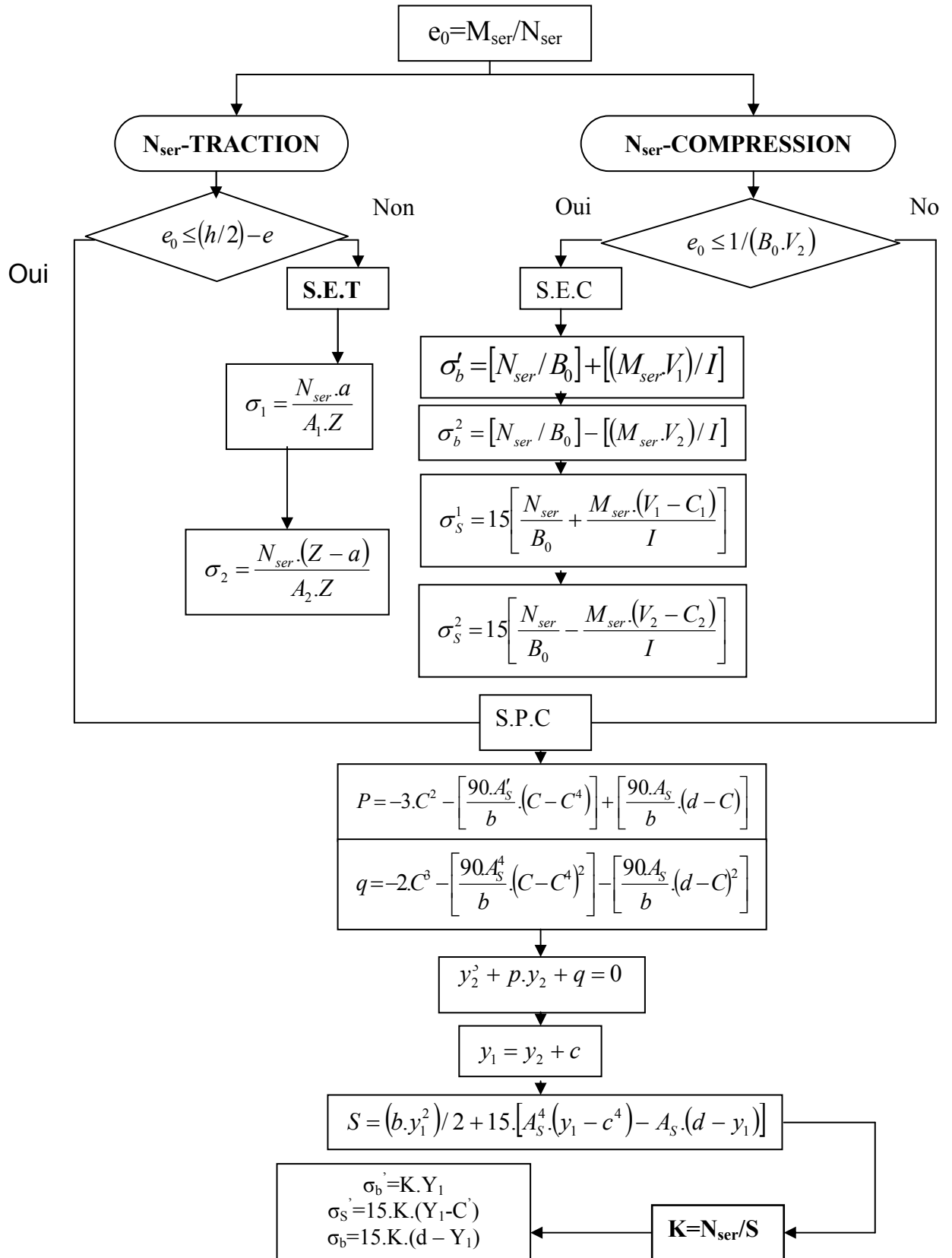
ORGANIGRAMME -2-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



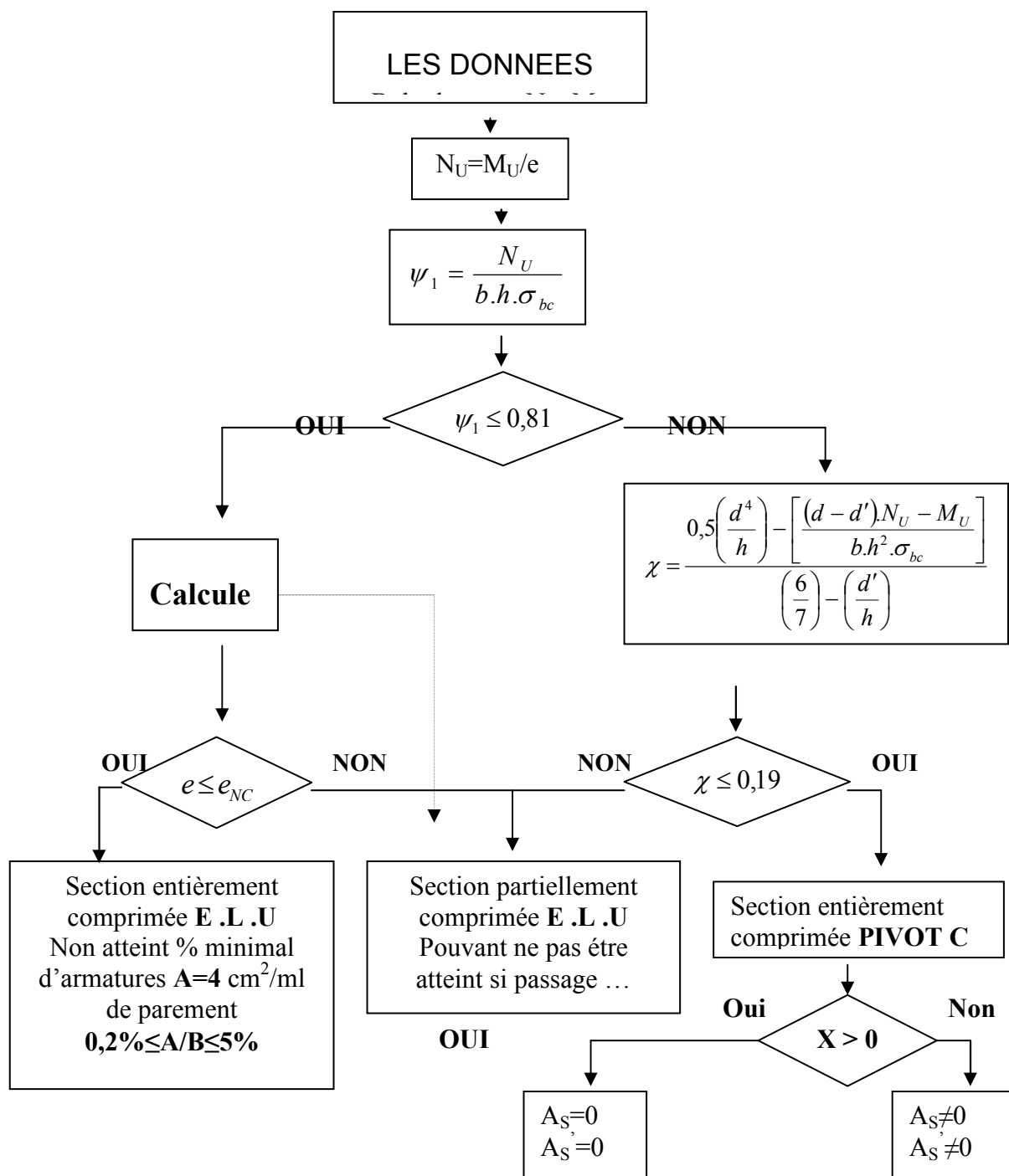
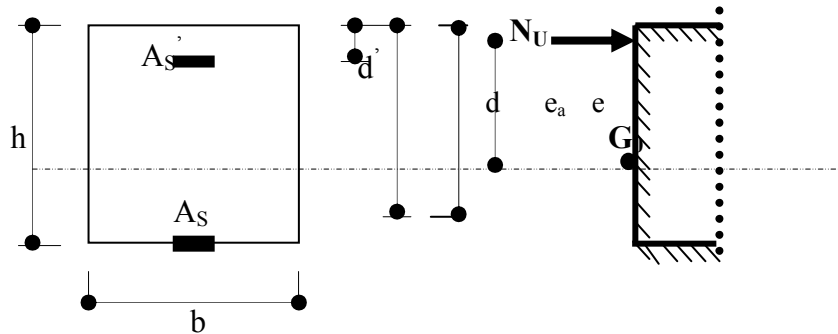
ORGANIGRAMME -3- TRACTION SIMPLE



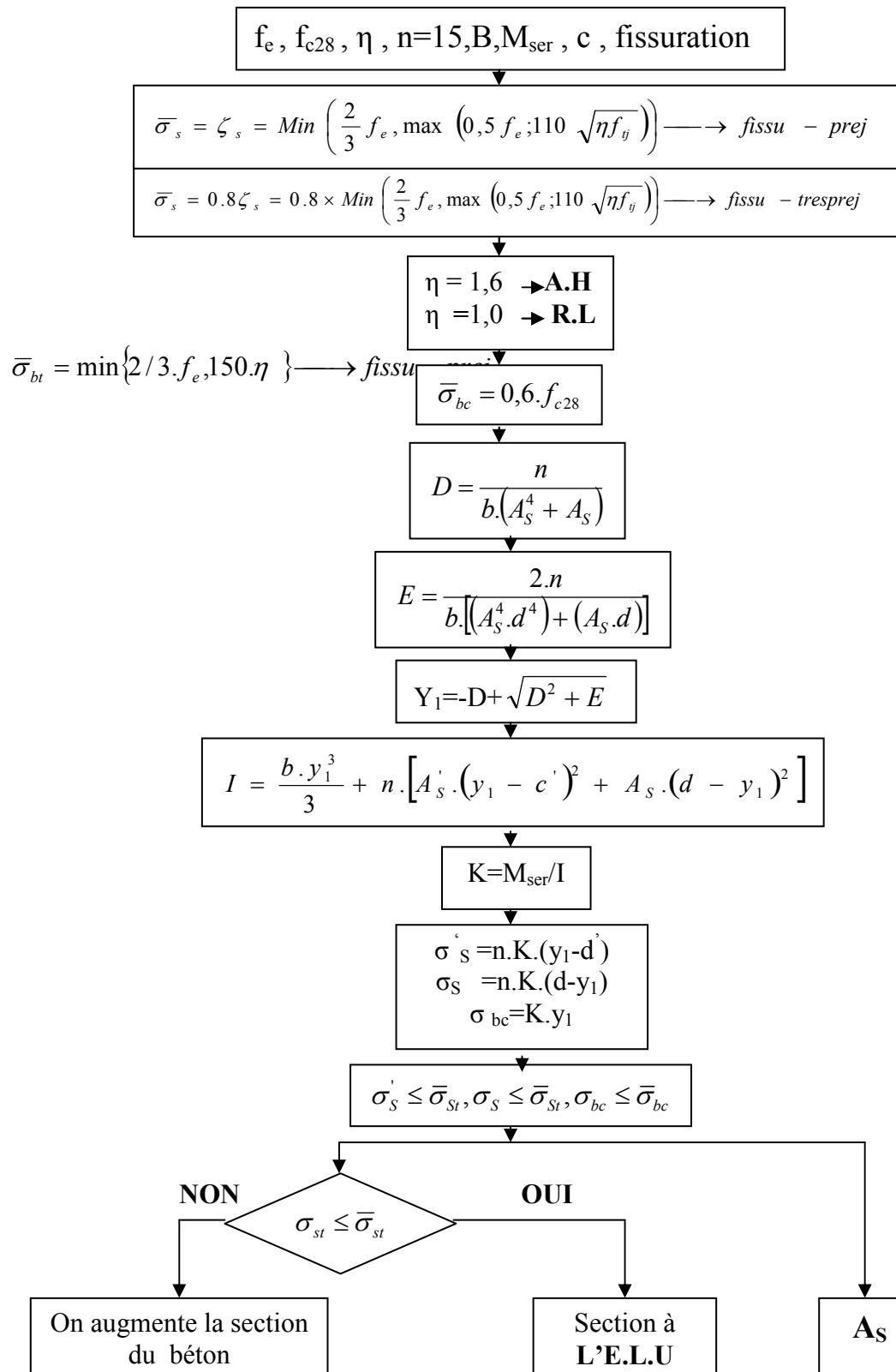
ORGANIGRAMME-4-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S



ORGANIGRAMME -5-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E .L .U EN FLEXION COMPOSEE



ORGANIGRAMME -6-
VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E.L.U.



ORGANIGRAMME -7-
CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE
A L'EFFORT TRANCHANT

