

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté des sciences et sciences de l'ingénieur
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil
Option : Matériaux et Structures

Thème :

Etude d'un bâtiment (R+8+3entresol+Soupente) à usage d'habitation et commercial contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques)

Présenté par :

M^r RAMDANI Farouk
M^r SEBAA Ferhat

Promotrice :

M^{me} DJERROUD.T

Jury:

M^r
M^r

Promotion 2015-2016

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener a terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promotrice M^{me} DJERROUD .T d'avoir accepter de nous guidé dans ce travail.

Nos remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de prés ou de loin à ce travail.

DEDICACES

Rien n'est aussi magnifique à offrir que le fruit dans labeur qu'on dédie du fond cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir réussir.

Mon frère et Mes sœurs.

Mes Grands parents.

Mes oncles et tentes.

Mes cousins et cousines.

Mes amis (es), surtout ce qu'ils mon aidé dans mon mémoire de fin d'étude. A tous mes amis et à tous ceux qui me sont chère.

Mon binôme et sa famille.

Farouk

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail

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

A mes frère (Lounis, Hocine) et a mes sœurs.

A mes neveux : Amine, Fares, Sonia, Amayas.

A toutes les familles : Hamidouche, Ait samadi, challal.

➤ *A tous mes amis : Farid, Hocine, Oualid, Nassim, Fares, messouad, Dahmane, ferhat, Mounir.*

➤ *A mon binôme Farouk et sa famille.*

S.farhat

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	01
------------------------------------	-----------

Chapitre I : GENERALITE

I.1. INTRODUCTION.....	02
I.2. Présentation de l'ouvrage	02
I.3. Hypothèse de calcul	02
I.4. Conception de la structure du bâtiment.....	03
I.5. Conclusion	04

Chapitre II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1. Introduction	05
II.2. Pré dimensionnement des éléments	05
II.2.1. Poutres	05
II.2.2. Planchers	06
II.2.3. poutrelles	06
II.2.4. Voiles	07
II.2.5. Balcons	07
II.2.6. Acrotère	08
II.2.7. Escaliers	08
II.3. Evaluation des charges et surcharges	11
II.4. Descente de charge	14
II. 5. Vérifications	24
II.6. Conclusion	27

Chapitre III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction.....	28
III.2. Etudes des planches	28
III.3. Etude de l'acrotère	56
III.4. Etude des dalles pleines	60
III.5. Etude des escaliers	72
III.6. Etude de l'ascenseur	96
III.7. Conclusion	104

Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction	105
IV.2. Méthodes calcul	105
IV.2.1 Méthode statique équivalente	105
IV.2.2. Méthode d'analyse dynamique	109
IV.3. Disposition des voiles	110
IV.4. Vérification de l'interaction voiles portiques	111
IV.5. Vérification de la résultante des forces sismiques	113
IV.6. Vérification de l'effort normal réduit	114
IV.7. Vérification vis-à-vis des déplacements	115
IV.8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	116
IV.9. Conclusion	117

Chapitre V : ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.1. Introduction.....	118
V.2. Étude des poteaux.....	118
V.3. Études des poutres.....	127
V.4. Étude des voiles.....	138
V.6. CONCLUSION.....	142

Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1.Introduction.....	143
VI.2.Choix du type des fondations	143
VI.3. Vérification	143
VI.4. Pré-dimensionnement de radier	146
VI.5. Dalle de radier	149
VI.6. Etude des nervures	153
VI.7.Voile périphérique	157
VI.6.Conclusion.....	162

CONCLUSION GENERALE163

Bibliographie

Annexe

Liste des figures

Figure II.1.Plancher à corps creux	6
Figure II.2.Schéma d'une poutrelle	6
Figure II.3.Vu en plan d'un voile.....	7
Figure II.4.Dalle sur 2 appuisL	7
Figure II.5.Dalle sur 3 appuis.....	7
Figure II.6.Dimensions de l'acrotère.....	8
Figure II.7.Les différents composants d'un escalier.....	8
Figure II.8.Escalier type1	9
Figure II.9.Escalier type 2.....	10
Figure II.10.Repérage des poteaux.....	14
Figure II.11.Schéma statique de la descente de charges.....	17
Figure II.12. Section réduite du poteau	26
Figure III.1 Schéma statique de la poutrelle.....	30
Figure.III.2 Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.....	30
FigureIII.3 Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.....	31
Figure III.4 Schéma statique de la poutrelle.....	31
Figure III.5 schéma de disposition des poutrelles	33
Figure III.6 Exemple d'application de la méthode forfaitaire.....	35
Figure.III.7. Exemple d'application de la méthode Caquot minoré.....	37
Figure III.8. Ferrailage des poutrelles.....	55
Figure III.9. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	56
Figure III.10. Vue plan en d'un acrotère.....	56
Figure III.11. Schéma statique de l'acrotère.....	56
Figure III.12. Section à ferrailer.....	58
Figure III.13. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	60
Figure III.14. Dalle sur trois appuis.....	61
Figure III.15. Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.....	64

Figure III.16. Dalle sur deux appuis.....	64
Figure III.17. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.....	68
Figure III.18. Dalle sur trois appuis.....	68
Figure III.19. Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.....	72
Figure III.20 Schéma statique d'escalier type 01.....	72
Figure III.21.Schéma statique avec chargement.....	73
Figure III.22.Section à ferrailer.....	73
Figure III.23.schéma de ferrailage des volées de l'escalier du type 01.....	77
Figure III.24. Schéma statique de la poutre palière.....	77
Figure III.25.Section creuse équivalente.....	79
Figure III.26.Ferrailage de la Poutre palière (travée et appui).....	81
Figure III.27.Vue en plan de l'escalier type 2.....	82
Figure III.28. Ferrailage de la volée I de l'escalier type 02.....	85
Figure III.29. Ferrailage de la volée II de l'escalier type 02.....	87
Figure.III.30. Ferrailage de la volée III de l'escalier type 02.....	90
Figure III.31. Schéma statique de la poutre brisé.....	90
Figure III.32.Section creuse équivalente.....	91
Figure III.33. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	93
Figure III.34. Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.....	96
Figure III.35.Cage d'ascenseur.....	97
Figure III. 36. Schéma représentant la surface d'impacte.....	100
Figure III.37. Schémas de ferrailage de la dalle de l'ascenseur.....	104
Figure III. 38. Vue en coupe du ferrailage de la dalle de l'ascenseur.....	104
Figure IV.1 .Spectre de réponse de la structure.....	109
Figure IV.2. La disposition les voiles	110
Figure IV.3.comportement de la structure selon la disposition choisie.....	110

Figure V.1. Zone nodale.....	119
Figure. V.2. Section d'un poteau.....	123
Figure V.3. Disposition constructives des portiques	129
Figure V.4. Zone nodale.....	134
Figure V.5. Repérage des voiles.....	139
Figure. V.8 Schéma de ferrailage du voile V_{y1} du RDC.....	142
Figure VI.1. Schéma d'une semelle isolée.....	144
Figure VI.2. Semelle filante.....	145
Figure VI.3. Zone de contact poteau-radier.....	147
Figure VI.4. Panneau de dalle.....	149
Figure. VI.5. Schéma de ferrailage du radier.....	153
Figure VI.6. Section de la nervure à ferrailer.....	153
Figure VI.7. Charges transmises aux nervures (sens xx).....	154
Figure.VI.8.Charges transmises aux nervures (sens yy).....	155
Figure VI.9. Voile périphérique.....	157
Figure.VI.10. Répartition des contraintes sur le voile périphérique.....	158
Figure VI.11. Schéma du ferrailage du voile périphérique.....	162

Liste des tableaux

Tableau II.1. Dimensions de l'escalier type 2.....	10
Tableau II.2. Evaluation des charges du plancher Terrasse inaccessible.....	11
Tableau II.3. Evaluation des charges du plancher Terrasse accessible.....	11
Tableau II.4. Evaluation des charges du plancher étage courant.....	12
Tableau II.5. Evaluation des charges des dalles pleines balcons	12
Tableau II.6. Evaluation des charges des murs extérieure	13
Tableau II.7. Evaluation des charges du plancher toiture.....	13
Tableau II.8. Evaluation des charges sur du palier.....	13
Tableau II.9. Evaluation des charges de la volée.....	14
Tableau II.10. calcul de la descente de charges du poteau B3.....	18
Tableau II.11. calcul de la descente de charges du poteau B6.....	21
Tableau II.12. Vérification des poteaux à la compression simple.....	24
Tableau II.13. Vérification des poteaux à l'effort normal réduit.....	25
Tableau II.14 Redimensionnement et Vérification des poteaux.....	25
Tableau. III.1. Types de poutrelles.....	34
Tableau. III.2. Charges revenant aux poutrelles.....	35
Tableau. III.3. Sollicitation du plancher terrasse inaccessible.....	41
Tableau. III.4. Sollicitation des planchers d'étages habitation (Caquot minoré).....	41
Tableau. III.5. Sollicitation des planchers d'étages habitation (méthode RDM et forfaitaire).....	42
Tableau. III.6. Sollicitation du plancher de la soupenne pour les types 01 et 02.....	42
Tableau. III.7. Sollicitation du plancher de la soupenne (commercial) pour le type 07.....	42
Tableau. III.8. Sollicitation du plancher de l'étage 02 (terrasse accessible).....	42
Tableau. III.9. Sollicitations maximales.....	43
Tableau. III.10. Calcul des sections de Ferrailage des poutrelles.....	52
Tableau. III.11. Choix des barres de ferrailage et vérification au cisaillement.....	53
Tableau. III.12. Vérification des états limites de compression du béton.....	53
Tableau. III.13. Vérification des états limites de déformation.....	54
Tableau. III.14. Combinaison d'action.....	57
Tableau. III.15. Résultats du Calcul de ferrailage.....	62
Tableau. III.16. Vérification des contraintes.....	63
Tableau. III.17. Calcul de la flèche.....	64

Tableau. III.18. Résultats du calcul de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.....	65
Tableau. III.19. Calcul du ferrailage.....	67
Tableau. III.20. Calcul de la flèche.....	67
Tableau. III.21. Résultats du Calcul de ferrailage.....	70
Tableau. III.22. Vérification des contraintes.....	71
Tableau. III.23. Calcul de la flèche.....	71
Tableau. III.24. Résumé des résultats de ferrailage.....	74
Tableau. III.25. Vérification des contraintes.....	75
Tableau. III.26. Les sollicitations de la poutre palière.....	78
Tableau. III.27. ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	78
Tableau III.28. Vérification des contraintes du béton à l'E.L.S.....	81
Tableau. III.29. Vérification de la section a l'ELU de la vole I.....	82
Tableau. III.30. Vérification des contraintes du béton à l'ELU de la vole I.....	83
Tableau. III.31. Vérification de la section a l'ELS de la vole I.....	83
Tableau III.32. Vérification des contraintes du béton à l'ELS de la vole I.	84
Tableau. III.33. Vérification de la section a l'ELU de la vole II.....	85
Tableau III.34. Vérification des contraintes du béton à l'ELU de la vole II.....	86
Tableau III.35. Vérification de la section a l'ELS de la vole II.....	86
Tableau III.36. Vérification des contraintes du béton à l'ELS de la vole II.....	87
Tableau. III.37. Vérification de la section a l'ELU de la vole III.....	88
Tableau. III.38. Vérification des contraintes du béton à l'ELU de la vole III.....	88
Tableau. III.39. Vérification de la section a l'ELS de la vole III.....	89
Tableau. III.40. Vérification des contraintes du béton à l'ELS de la vole III.....	89
Tableau. III.41. Ferrailage de la poutre brisé à la flexion simple.....	91
Tableau. III.42. Armatures longitudinales.....	94
Tableau. III.43. Vérification de la flèche.....	96
Tableau. III.44. Calcul d'armature.....	101
Tableau IV.1.Valeurs des pénalités P_q	106
Tableau IV.2.Périodes de vibration et taux de participation des masses.....	111
Tableau IV.3.Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	112
Tableau IV.4. Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	113
Tableau IV.5. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	113
Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit.....	114

Tableau .IV.7. Vérification des déplacements pour le sens x-x.....	115
Tableau IV.8.Vérification des déplacements pour le sens y-y.....	116
Tableau IV.9. Vérification à L'effet P- Δ	117
Tableau .V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	119
Tableau .V.2. Les sollicitations des les poteaux.....	120
Tableau V.3 : Sollicitations dans les poteaux	121
Tableau .V.4 : Armatures transversales dans les poteaux.....	121
Tableau V.5. Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.....	123
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton.....	124
Tableau V.7.Vérification des sollicitations tangentes.....	125
Tableau V.8. Schémas de ferrailage.....	126
Tableau.V.9.Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et secondaires.....	130
Tableau V.10. Les armatures longitudinales dans les poutres principales.....	130
Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles.....	132
Tableau V.12 : Vérification au cisaillement.....	133
Tableau V.13.Vérification de la contrainte limite de béton.....	133
Tableau V.14.Vérification à la flèche.....	134
Tableau V.15.Moments résistant dans les poteaux.....	135
Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres.....	135
Tableau V.17. Vérification des zones nodales à la formation des rotules plastiques.....	136
Tableau .V.18. Ferrailages des différentes poutres.....	137
Tableau V.19. Résultats de calcul de ferrailage des voiles V_{x1} et V_{x2}	140
Tableau V.20. Résultats de calcul de ferrailage des voiles V_{x3}	140
Tableau V.21.Résultats de calcul de ferrailage des voiles V_{y1} et V_{y2}	141
Tableau V.22. Résultats de calcul de ferrailage des voiles V_{y3} et V_{y4}	141
Tableau VI.1. Résumé des résultats du ferrailage.....	150
Tableau VI.2 Vérification des contraintes de radier.....	151
Tableau VI.3. Recalcule des sections d'armatures à l'ELS.....	152
Tableau VI.4. Revérifications des contraintes de radier.....	152
Tableau VI.5.Sollicitations de la nervure principale (sens X-X).....	155
Tableau VI.6. Sollicitations maximales (sens X-X).....	155

Tableau VI.7.Sollicitations de la nervure principale (sens Y-Y).....	155
Tableau VI.8. Sollicitations maximales (sens Y-Y).....	156
Tableau VI.9. Tableau De ferrailage des nervures.....	156
Tableau VI.10 .Vérification des contraintes dans les nervures.....	156
Tableau VI.11 Schémas de ferrailages des nervures.....	157
Tableau.VI.12.. Sollicitations dans le voile périphérique.....	159
Tableau VI.13. Ferrailage du voile périphérique.....	159
Tableau VI.14. Sollicitations dans le voile périphérique à l'ELS.	160
Tableau VI.15. Résultats de calcul et vérification à l'ELS.....	161

Symboles et Notations.

Ar : Aire d'une section d'acier de répartition

At : Aire d'une section d'acier transversal

As : Aire d'une section d'acier

B : la largeur (m).

Br : Section réduite du béton

Es : Module d'élasticité de l'acier

Evj : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour

Eij : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

fcj : Résistance caractéristique de compression à j jour

ftj : Résistance caractéristique de traction à j jour

fe : Limite d'élasticité de l'acier

G : Charges permanente

Q : Charges d'exploitation

E : Actions accidentelles

qu : Charges réparties ultime

qs : Charges réparties de service

I : Moment d'inertie

Mu : Moment de calcul ultime

Ms : Moment de calcul de service

Nu : Effort normal ultime

Ns : Effort normal de service.

V : Effort tranchant

S : Surface plane de la structure

d : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée

e : Epaisseur

L : Longueur

Lr : Longueur de recouvrement

lf : Longueur de flambement

I : Rayon de giration

Λ : Elancement

μ : Coefficient de frottement

μbu : Moment ultime réduit

v : Coefficient de poisson

σbc : Contrainte du béton à la compression

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction
 ϕ_t : Diamètre des armatures transversales
 S_t : Espacement des armatures
 ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement
 ζ_{se} : Contrainte d'adhérence
 η : Coefficient de fissuration
 Ψ_s : Coefficient de scellement
 l_s : Longueur de scellement
 ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton
 ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu
 γ_b : Coefficient de sécurité de béton
 γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier
 γ : Poids spécifique déjaugé
 A : Coefficient d'accélération de zone
 CT : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
 C_u : La cohésion du sol (KN/m²).
 D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
ELS : Etat limite de service.
ELU: Etat limite ultime.
 F_s : Coefficient de sécurité = 1.5
 Q : Facteur de qualité
 R : coefficient de comportement global
 P : Poids du radier (KN).
 N : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
 S_r : surface du radier (m²).
 S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m²).
 S_t : Espacement des armatures.
 W : poids propre de la structure.
 W_{Qi} : Charges d'exploitation.
 W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.
 Z : bras de levier
 f : Flèche
 f_e : Limite d'élasticité
 h_t : hauteur total du radier (m).
 h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ : Contrainte normale.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

c_k : Coefficient de portance.

q_0 : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

σ_f : Contrainte effective finale (bars).

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

h_0 : épaisseur de la dalle de radier (cm)

h_t : hauteur de la nervure (cm)

Introduction général

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proches du suivant.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévision valable est la construction parasismique. Cela signifie construire de manière telle que les bâtiments même endommagés ne s'effondrent pas.

Nous disposons aujourd'hui d'un ensemble de connaissances scientifiques, techniques et de mise en œuvre qui permettent, quelle que soit la région de construire parasismique, c'est à dire de limiter les conséquences d'un séisme.

Notre travail consiste à l'étude d'un bâtiment de R+8+3entresols+soupenste, contreventé par un système mixte (voiles portiques) conformément aux règles parasismique algériennes en vigueur (le RPA99 révisé en 2003).

Ce présent travail est organisé comme suit :

- Une introduction générale.
- Généralités.
- pré dimensionnement.
- calcul des éléments secondaire.
- Etude dynamique.
- Etude des éléments structuraux.
- Etude de l'infrastructure.
- Une conclusion générale.

I.1. Introduction

Le Béton Armé est parmi les matériaux de construction qui est le plus utilisé et le plus économique dans la plupart des constructions .il est le plus répandu dans notre pays de fait que la majorité des ouvrages sont construits en B.A.

A cet effet, ce chapitre de généralités, donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble R+ 8 avec trois entres-sol et une sous-pente (Bloc B, citée des 300 logements promotionnels).

- entresol 3 et la sous-pente sont destinés à usage commercial.
- Les autres niveaux à usage habitation.

Cet ouvrage nous a été confié par le bureau d'étude d'architecture Mizi, implanté à Bejaia lieu dit Tassirt n'Ouatou, au village Adrar Oufarnou (Iazougen).

I.2.1. Caractéristiques de la structure

Les caractéristiques de la structure sont:

- ❖ Largeur en plan est : 16.50 m
- ❖ Longueur en plan est : 25.80 m
- ❖ Hauteur d'entresol 3 est : 3.78 m
- ❖ Hauteur des autres niveaux est : 2.88 m
- ❖ Hauteur totale (sans acrotère) est : 38.34m

I.2.2. Données du site

- ❖ Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- ❖ Le site est considéré comme ferme (S2).
- ❖ Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2.20$ bars.

I.3 .Hypothèse de calcul

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

I.3.1. Béton

- ✓ Résistance du béton à la compression $F_{c28} = 25$ MPa.
- ✓ Résistance du béton à la traction $F_{t28} = 0.6 + 0.06 * F_{c28} = 2,1$ MPa.
- ✓ Contrainte limite du béton ultime en compression
 - cas courant $\gamma_b = 1,5 \dots \Rightarrow F_{bu} = 14,16$ MPa.
 - cas accidentel $\gamma_b = 1,15 \dots \Rightarrow F_{bu} = 21,73$ MPa
- ✓ module de déformation longitudinale du béton :
 - A court terme :(module de déformation instantanée) : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,195$ MPa.
 - À long terme :(module de déformation différée) : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818.865$ MPa.

I.3.2. Aciers

- ✓ les aciers à haute adhérence HA
 - ✓ ils sont de type 1 et de nuance FeE40.
 - ✓ Sa limite élastique est de 400 MPa.
 - ✓ Sa contrainte de calcul est définie par $f_s = f_e / \gamma_s$
 - cas courant $\gamma_s = 1,15 \dots \Rightarrow f_s = 348 \text{ MPa}$.
 - cas accidentel $\gamma_s = 1 \dots \Rightarrow f_s = 400 \text{ MPa}$
- Les treillis soudés : ils sont utilisés comme armatures de dalles, radiers, voiles, etc.

I.4. Conception de la structure du bâtiment

I.4.1. Structure de contreventement

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003. D'après les conditions de l'article 3.4.A pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 8.00 m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Pour ce genre de contreventement il ya lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- ✓ Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.4.2. Planchers

En ce qui concerne le type de la dalle, on a opté pour une dalle en « **corps creux** », pour les raisons suivantes :

- ✓ Facilité de réalisation
- ✓ Réduction de la masse du plancher et par conséquence l'effet sismique
- ✓ Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique
- ✓ Economie dans le coût de coffrage.

I.4.3. Balcons

Les balcons sont réalisés en corps creux et en dalles pleines en décrochement.

I.4.4. Escaliers

Les escaliers permettent le passage d'un niveau à l'autre. Ils peuvent être constitué d'une volée ou plus avec ou sans des paliers intermédiaires.

I.4.5. Maçonneries

- **Les murs extérieurs** : ils sont en double cloison en brique de 15 et de 10 cm d'épaisseur séparé par une lame d'air de 5 cm ce qui fait une épaisseur de cloison de 30 cm.

- **Les murs de séparations intérieurs** : ils sont réalisés en cloison en brique creuse de 10 cm.

I.4.6. Revêtements

Ils sont réalisés :

- En carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et mortier de ciment pour les murs de façade.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.4.7. Local d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.4.8. Acrotère

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton qui va servir comme garde-corps et pour l'accrochage des échafaudages mobiles lors des travaux d'entretiens.

I.4.9. Fondations

Dépend de la nature du sol, réalisé en béton armé après l'étude de la superstructure, constituée d'un ensemble résistant et rigide qui remplit les fonctions suivantes :

- limiter les tassements différentiels.
- réaliser l'encastrement de la structure au sol.
- transmettre toutes les charges au sol.

I.5. Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous retenons ce qui suit :

1) L'étude du projet sera faite conformément aux règlements suivants :

- ❖ RPA99/ Version 2003 (Règles Parasismique Algérienne).
- ❖ CBA93 (Code du Béton Armé).
- ❖ BAEL91 (Règles du Béton Armé aux Etats Limites).
- ❖ DTR-BC2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

2) La résistance de compression du béton utilisé pour notre structure à l'âge de 28 jours est $f_{c28} = 25MPa$.

3) Les aciers utilisés sont de nuance FeE400.

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/ version2003 et C.B.A 93.

II.2. Pré dimensionnement des éléments

II.2.1. Poutres

II.2.1.1. Poutres principales

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement se fait selon la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales ($L_{\max}=510-40=470$)

$$\Rightarrow 31.33\text{cm} \leq h \leq 47\text{cm}$$

Soit : $h=40\text{cm}$ et $b=30\text{cm}$.

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} b \geq 20 \text{ cm} & \text{vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} & \text{vérifiée} \\ h / b = 40/30 = 1.33 < 4 & \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

II.2.1.2. Poutres secondaires

Dans ce sens $L_{\max} = 460 - 40 = 420\text{cm}$

$$\Rightarrow 28\text{cm} \leq h \leq 42\text{cm}$$

On prend: $h=35\text{cm}$ et $b=30$

Vérifications selon RPA99 :

$$\left\{ \begin{array}{ll} b \geq 20 \text{ cm} & \text{vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} & \text{vérifiée} \\ h / b = 35/30 = 1.16 < 4 & \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de : $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.2.2 Planchers

Les planchers de notre structure sont à corps creux composés d’une dalle de compression associée à des poutrelles et qui seront disposées selon la plus petite portée.

Selon les règles de CBA93 la hauteur (h_t) d’un plancher à corps creux doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq L_{max}/22.5 \quad (\text{CBA 93 .Art B.6.8.4.2.4})$$

Avec : $\begin{cases} L_{max} : \text{la distance maximale entre nu d'appuis dans le sens de la disposition de poutrelles} \\ h_t : \text{la hauteur du plancher} \end{cases}$

$$L_{max} = 460 - 40 = 420 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq 420/22.5 = 18.66 \text{ cm}$$

On va opter pour une hauteur : $h_t = 20 \text{ cm}$

$$h_t = 20 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{ dalle de compression} \end{cases}$$

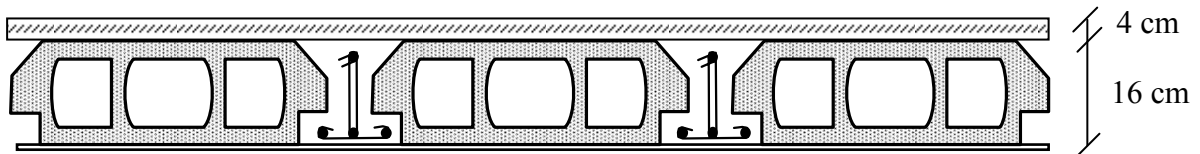


Figure.II.1. Plancher à corps creux

II.2.3.Poutrelles

Ce sont des petites poutres en béton armé coulée sur place formant l’ossature d’un plancher. Le dimensionnement des poutrelles se fait selon les règles édictées par l’article (A.4.1.3) du CBA93.

$l_x = 55 \text{ cm}$: distance entre deux nervures successives.

l_y : la distance maximale entre nus d’appuis de deux poutres principales,

$$\text{soit : } l_y = 460 - 30 = 430 \text{ cm}$$

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) h_t$$

$$b_0 = (8 \text{ à } 12 \text{ cm})$$

$$\text{Soit : } b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min (l_x/2, l_y/10)$$

$$b_1 \leq \min (55/2 ; 430/10)$$

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 65 \text{ cm} \quad \text{Soit : } b = 65 \text{ cm}$$

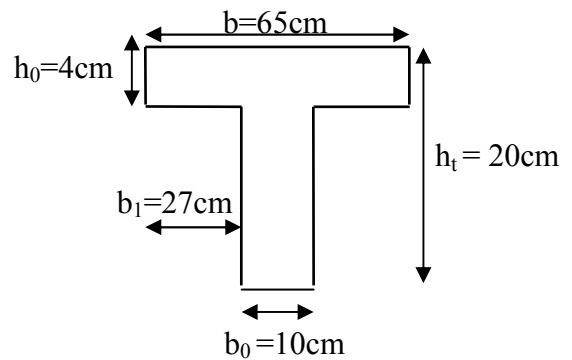
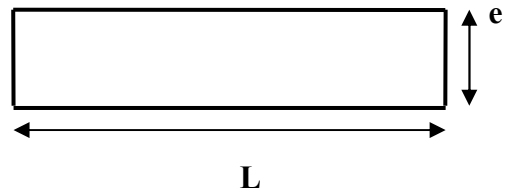


Figure .II.2. schéma de la poutrelle

II.2.4.Voiles

Selon l'article (7.7.1) du RPA99/Version 2003, l'épaisseur (e) et la largeur (L) d'un voile doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} e \geq \max(he/20, 15\text{cm}) \\ L \geq 4e \end{cases}$$



Avec he : la hauteur libre d'étage.

- Pour $he=3.78-0.20=3.58\text{m}$
 $e \geq \max(18.9, 15\text{cm})$
 Soit : $e=20\text{cm}$ et $L=80\text{cm}$ pour le 3eme entresol
- Pour $he = 2.88-0.20=2.68\text{m}$ (autres niveaux)
 $e \geq \max(13.4, 15\text{cm})$
 Soit : $e=15\text{cm}$ et $L=60\text{cm}$ pour les autres niveaux

Figure.II.3.vue en plan d'un voile

II.2.5.Balcons

Ils sont réalisés comme des dalles pleines qui peuvent reposer sur un certain nombre d'appuis. Son pré dimensionnement se fait suivant les deux critères suivants :

Critère de résistance :

- $e \geq l_x/20$pour une dalle sur 1 appuis.
 - $l_x/35 \leq e \leq l_x/30$pour une dalle sur 2 appuis
 - $l_x/50 \leq e \leq l_x/40$pour une dalle sur 3 ou 4 appuis
- Avec l_x : la plus petite portée.

Coupe feu :

- $e \geq 7\text{cm}$pour une heure de coupe feu.
- $e \geq 11\text{cm}$pour deux heures de coupe feu.

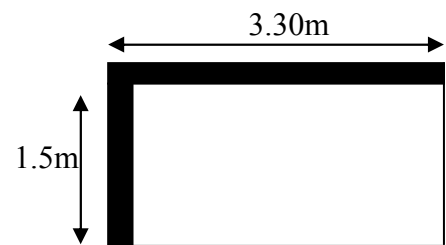


Figure II.4.Dalle sur 2 appuis

Nos balcons son des dalles pleines sur deux et trois appuis

$$l_x/35 \leq e \leq l_x/30 \quad \text{avec} \quad l_x=1.50\text{m}$$

$$\begin{cases} 4.28 \leq e \leq 5\text{cm} \\ e \geq 11\text{cm} \end{cases}$$

Soit : $e=12\text{cm}$

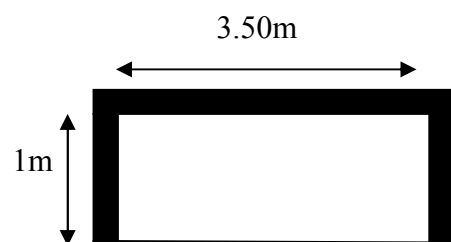


Figure II.5. Dalles sur 3 appuis

Dans tous nos balcons le critère de coupe feu est plus défavorable $e \geq 11\text{cm}$ donc on adopte des dalles pleines d'épaisseurs $e=12\text{cm}$

II.2.6. Acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales et d'accrocher les échafaudages lors des travaux d'entretien des bâtiments

$$S = (0.1 \times 0.6) + (0.03 \times 0.1/2) + (0.1 \times 0.07)$$

$$S = 0.0685m^2.$$

Evaluation des charges de l'acrotère

Charge Permanente

- Poids propre

$$G = \gamma_b \times S$$

$$G = 1.713KN / ml$$

- Enduit de ciment

Enduit extérieur : (e=1.5cm)

$$G_1 = g_c \times h \times e$$

$$G_1 = 0.18KN/ml.$$

Enduit intérieur : (e=2cm)

$$G_2 = g_c \times h \times e$$

$$G_2 = 0.24KN/ml.$$

$$G_T = 2.13KN/ml.$$

La surcharge d'exploitation

$$Q = 1 KN/ml \quad \text{(DTR)}$$

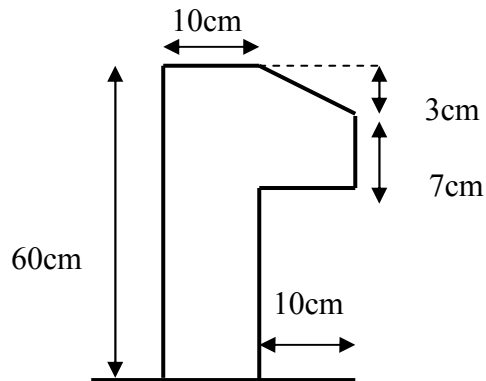


Figure II.5. Dimension de l'acrotère

II.2.7. Escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Les différents éléments constituant d'un escalier sont :

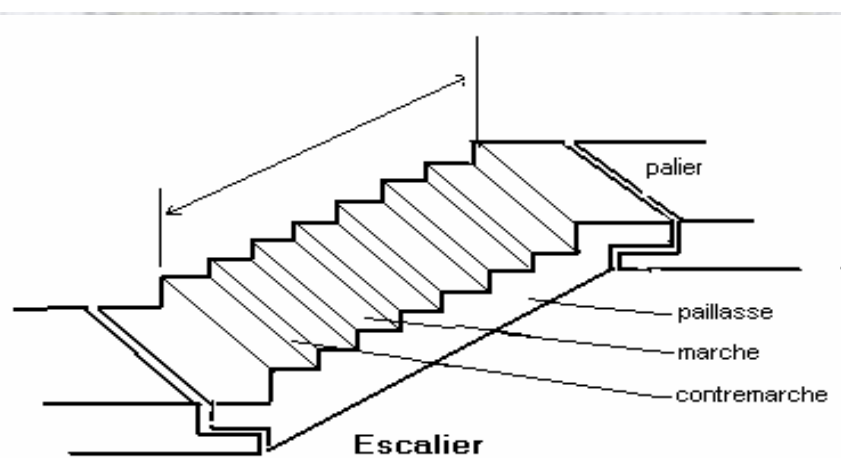


Figure II.6. les différents composants d'un escalier

Le dimensionnement revient à déterminer :

- La hauteur h des contremarches ;
- La largeur g .

La formule de BLONDEL : $59 \leq 2h+g \leq 64\text{cm}.....(1)$

Avec :

$$g = (L_0 / (n-1))$$

$$h = H_0 / n$$

Soit :

g : giron .

h : hauteur de la contre marche .

L_0 : longueur totale d'escalier.

H_0 : hauteur de la volée.

n : nombre de contre marche .

n-1 : nombre de marche.

En remplaçant les expressions de g et h dans (1) on trouve :

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0 (2)$$

Dans notre projet on à deux types d'escaliers :

- **Type 1 :**

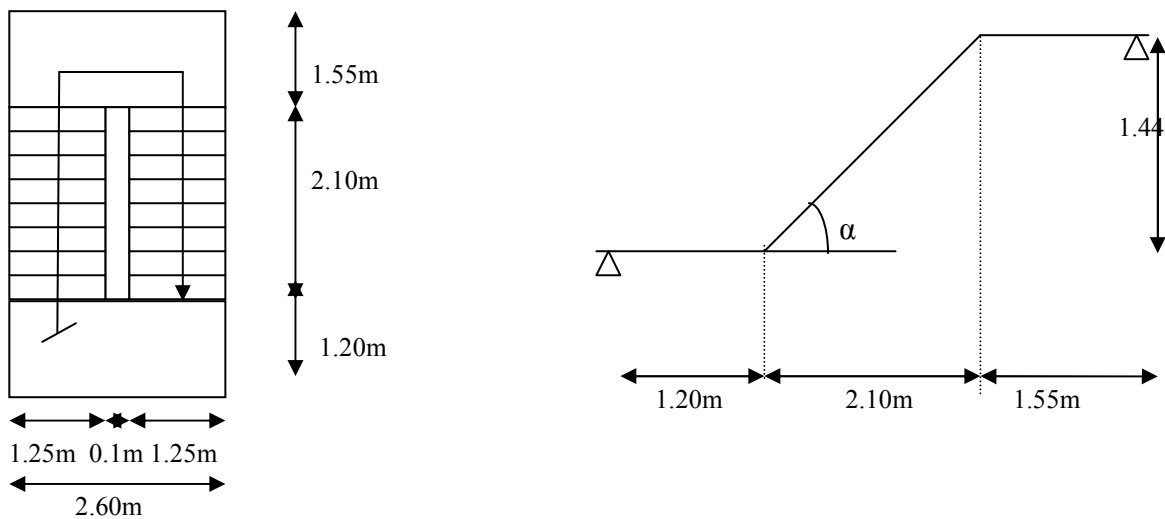


Figure II.7. Escalier type 1

La hauteur d'étage $H=2.88\text{m}$

$H_0=H/2=1.44\text{m}$

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

$L = 365\text{cm}.$

$12.16 \text{ cm} < e < 18.25\text{cm}$

Soit : $e = 15\text{cm}$.

Après résolution de l'équation (2) on trouve :

$$\begin{cases} n = 8 \\ n-1 = 7 \end{cases}$$

Donc :

$$g = 30\text{cm}$$

$$h = 18\text{cm}$$

$$\alpha = \arctg (H_0 / L_0) = 34.43^\circ$$

- **Type2** (entre l'entresol 3 et la soupenste)

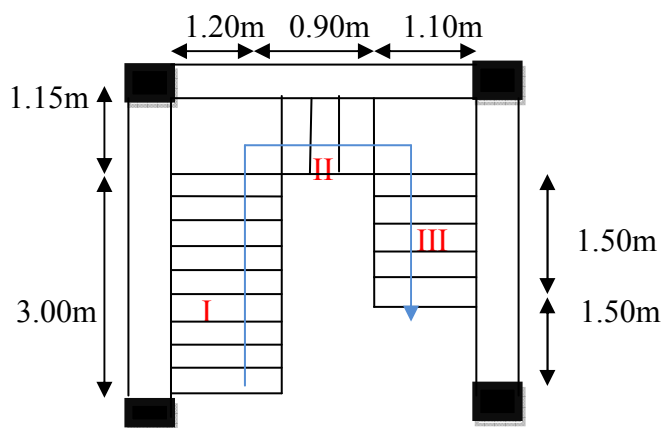


Figure II.8. Escalier type 2

$H=378\text{ cm}$

On fait le même calcul que le type 1 , on trouve les résultats qui ce résume dans le tableau suivants :

Tableau. II.1. Dimensions de l'escalier type 2

Volée	L(cm)	e(cm)	L ₀ (cm)	H ₀	n	h(cm)	g(cm)	α(°)
I	415	15	300	198	11	18	30	33.42
II	320	15	90	72	4	18	30	38.66
III	415	15	150	108	6	18	30	35.75

II.2.8. Poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91, et suivant les exigences du RPA99 version 2003 qui doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\begin{cases} \min(b_1; h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

h_e : Hauteur libre d'étage, elle est égale à 3.58m pour entresol3 et à 2.68m pour les autres niveaux. On adopte préalablement la section $b_1 \times h_1$ des poteaux comme suit :

- $50 \times 50 \text{ cm}^2$ pour (entresol 3 et soupenle)
- $45 \times 45 \text{ cm}^2$ pour (entresol 2 et entresol 1)
- $40 \times 40 \text{ cm}^2$ pour (RDC, 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage)
- $35 \times 35 \text{ cm}^2$ pour (4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} étage)
- $30 \times 30 \text{ cm}^2$ pour (8^{ème} étage)

II.3. Evaluation des charges et surcharge

II.3.1. Plancher terrasse inaccessible

Tableau. II.2. Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Protection en gravillons	20	0,05	1,00
Étanchéités multicouches	6	0,02	0,12
Forme de pente	22	0,10	2,20
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Plancher à corps creux (16+4)	/	0,20	2,85
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Σ	/	/	6,53

La charge permanente amenée par le plancher terrasse inaccessible est donc : **G=6.53 KN/m²**.

La surcharge d'exploitation à prendre pour un plancher terrasse inaccessible est : **Q=1KN/m²**.

Le plancher terrasse inaccessible d'étage 7 est en dalle pleine d'épaisseur **e=15cm** donc son : **G=7.43 KN/m²**.

II.3.2. Plancher terrasse accessible

Tableau. II.3. Evaluation des charge du plancher terrasse accessible.

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Étanchéités multicouches	6	0,02	0,12
Forme de pente	22	0,10	2,20
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Plancher à corps creux (16+4)	/	0,20	2,85
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Σ	/	/	6,69

La charge permanente amenée par le plancher terrasse accessible est donc : $G=6.69 \text{ KN/m}^2$.

La surcharge d'exploitation à prendre pour un plancher terrasse accessible est : $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$.

II.3.3. Plancher étage courant, RDC, entresols et soupenne

Tableau. II.4. Evaluation des charges du plancher étage courant.

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Cloison de séparation	/	/	1.00
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Plancher a corps creux (16+4)	/	0,20	2,85
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Σ	/	/	5.21

La charge permanente amenée par les planchers étage courant, RDC, entresols et soupenne est donc : $G=5,21 \text{ KN/m}^2$.

La surcharge d'exploitation à prendre pour un plancher étage habitation est : $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$ et pour étage commercial $Q=5 \text{ KN/m}^2$.

II.3.4. Balcons

Tableau. II.5. Evaluation des charges des dalles et balcons.

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,12	3,00
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Σ	/	/	4,36

La charge permanente amenée par les balcons est : $G= 4,36 \text{ KN/m}^2$.

La surcharge d'exploitation à prendre pour les balcons est : $Q=3,5 \text{ KN/m}^2$.

II.3.5. Murs

Tableau. II.6. Evaluation des charges des murs extérieurs.

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit en ciment	18	0,02	0,36
Brique creuse	/	0,015	1,35
Lame d'aire	00	0,05	0,00
Brique creuse	/	0,10	0,90
Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
Σ	/	/	2,81

La charge permanente amenée par les murs extérieurs est : $G=2,81\text{KN/m}^2$.

La charge permanente amenée par les murs intérieurs est : $G=1.1\text{KN/m}^2$.

II.3.6. Plancher toiture

Tableau. II.7. Evaluation des charges du plancher toiture.

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Ferme (bois+pannes+chevrons+ tuiles)	/	/	0.85
Plancher à corps creux (16+4)	/	0,20	2,85
Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Σ	/	/	3.97

La charge permanente amenée par le plancher toiture est donc : $G=3.97\text{KN/m}^2$.

La surcharge d'exploitation à prendre pour un plancher toiture est : $Q=1\text{KN/m}^2$.

II.3.7. Escaliers

➤ Palier

Tableau (II.8). Evaluation des charges sur les paliers.

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit en ciment	18	0,02	0,36
Carrelage	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle en béton armé	25	0,15	3,75
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Σ	/	/	5,27

La charge permanente amenée par les paliers est : $G=5.27\text{KN/m}^2$.

La surcharge d'exploitation à prendre pour les paliers est : $Q=2.50\text{KN/m}^2$

➤ Volée

Tableau. II.9. Evaluation des charges sur la volée.

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit en ciment	18	0,02	0,36
Carrelage (horizontal+vertical)	20	0,032	0,64
Mortier de pose (horizontal+vertical)	20	0,032	0,64
Dalle en béton armé	25	0,15	3,75
Garde corps	/	/	0,60
Marche	22	0.18/2=0.09	1,98
Σ	/	/	7,97

La charge permanente amenée par la volée est: $G=7,97KN/m^2$.

La surcharge d'exploitation à prendre pour la volée est : $Q=2.50KN/m^2$.

II.4. Descente de charge

II.4.1.Plan de repérage des poteaux

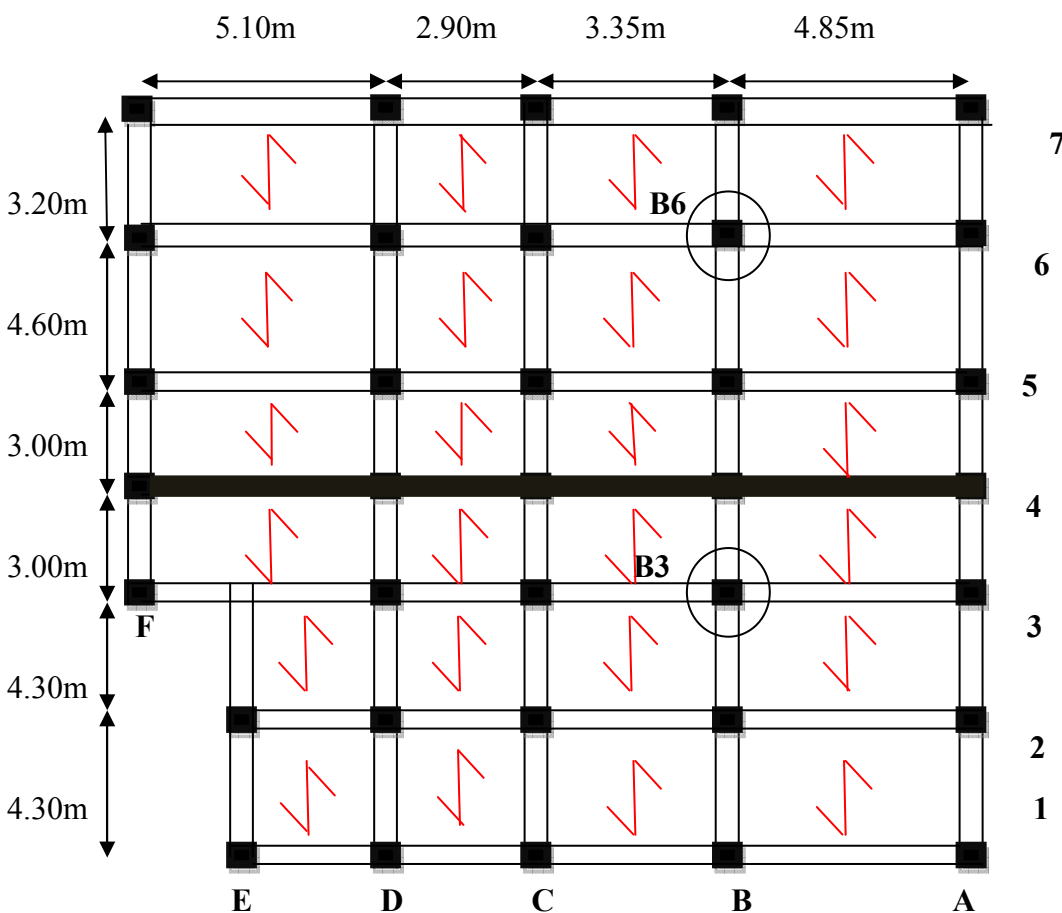


Figure II. 9. repérage des poteaux

Pour la descente de charge on a choisis le poteau (B3) et le poteau (B6)

A). Les surfaces afférentes pour les charges et les surcharges pour le poteau B3

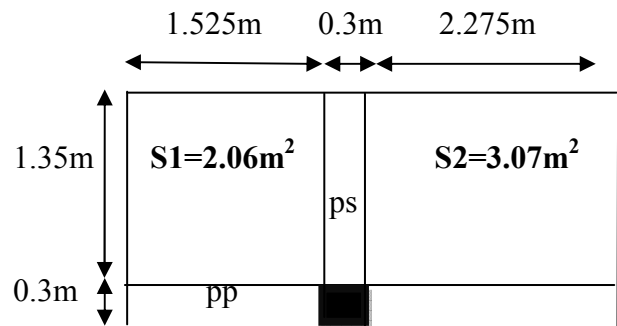
➤ **Terrasse inaccessible**

$$S=S1+S2=5.13m^2$$

$$\Rightarrow G=5.13 \times 6.53=33.50KN$$

$$S=1.65 \times 4.1= 6.765m^2$$

$$\Rightarrow Q=6.765 \times 1=6.765KN$$

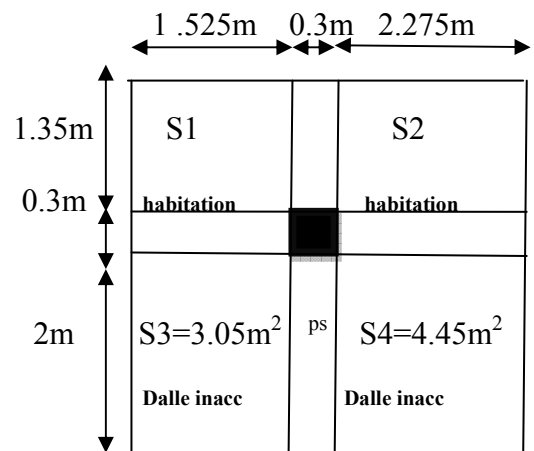


➤ **Plancher étage7**

$$S=5.13+3.05+4.55=12.73m^2$$

$$G=(5.13 \times 5.21)+(7.6 \times 6.38)=75.21KN$$

$$Q=(5.13 \times 1.5)+(2 \times 4.1 \times 1)=15.9KN$$



➤ **Planchers Etages courants**

$$S=S1+S2+S3+S4$$

$$S=12.73m^2$$

$$G=12.73 \times 5.21=66.32KN$$

$$Q=12.73 \times 1.5=19.1KN$$

➤ **Planchers RDC, 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} et la soupenne**

$$G_{escalier}=G_{palier}+G_{volée}$$

$$G_{escalier}=(5.27 \times 1.215)+(7.97 \times 1.85)=21.15KN$$

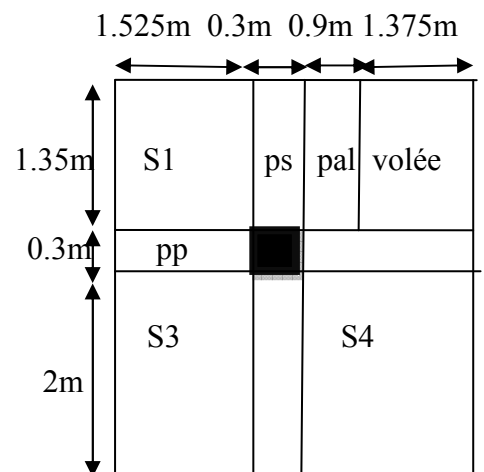
$$G_{plancher}=5.21 \times (2.06+3.05+4.45)=49.80KN$$

$$G_{total}=70.95KN$$

$$Q=(9.3 \times 1.5)+(3.07 \times 2.5)=21.65KN$$

Sauf pour la soupenne qui est destiné à usage commercial

$$\Rightarrow Q_{commerce}=48.25KN$$



➤ **Poids propre des poutres**

$$G=\rho \times b \times h \times L$$

$$L_{pp}=1.525+2.275=3.8m \Rightarrow G_{pp}=25 \times 0.3 \times 0.4 \times 3.8=11.4KN$$

$$L_{ps}=2+1.35=3.35m \Rightarrow G_{ps}=25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.35=8.79KN$$

$$L_{ps}=1.35m \text{ pour la terrasse} \Rightarrow G_{ps}=25 \times 0.3 \times 0.35 \times 1.35=3.54KN$$

$$\Rightarrow G_{poutres}=20.19KN \text{ et } G_{poutres}=14.94KN \text{ pour la terrasse.}$$

➤ **Poids des poteaux**

$$G = \rho \times S \times h$$

$$(50 \times 50) \text{ cm}^2 \Rightarrow G = 25 \times 0.25 \times 3.78 = 23.625 \text{ KN} \quad \text{pour l'entresol 3}$$

$$(50 \times 50) \text{ cm}^2 \Rightarrow G = 25 \times 0.25 \times 2.88 = 18 \text{ KN} \quad \text{pour la soupenne}$$

$$(45 \times 45) \text{ cm}^2 \Rightarrow G = 25 \times 0.2025 \times 2.88 = 14.58 \text{ KN} \quad \text{pour les entresols 2 et 1.}$$

$$(40 \times 40) \text{ cm}^2 \Rightarrow G = 25 \times 0.2025 \times 2.88 = 11.52 \text{ KN} \quad \text{pour le RDC, 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage.}$$

$$(35 \times 35) \text{ cm}^2 \Rightarrow G = 25 \times 0.1225 \times 2.88 = 8.82 \text{ KN} \quad \text{pour le 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} étage.}$$

$$(30 \times 30) \text{ cm}^2 \Rightarrow G = 25 \times 0.09 \times 2.88 = 6.48 \text{ KN} \quad \text{pour le 8^{ème} étage.}$$

➤ **La loi de dégression**

(DTR.B.C2.2.art.6.3)

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leur valeurs réelles (sans coefficients).

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

Sous toit de terrasse : Q_0

Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage4) : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + (3+n) / 2n (Q_1, Q_2 \dots Q_n)$

Le coefficient $(3+n) / 2n$ étant valable pour $n \geq 5$.

- Application de la loi de dégression dans le poteau B3

$$\begin{aligned}
 Q_0 &= 6.765 \text{KN} \\
 Q_1 &= 6.765 + 15.9 = 22.665 \text{ KN} \\
 Q_2 &= 6.765 + 0.95(15.9 + 19.1) = 40.015 \text{KN} \\
 Q_3 &= 6.765 + 0.9(15.9 + 19.1 + 19.1) = 55.455 \text{KN} \\
 Q_4 &= 6.765 + 0.85(15.9 + 57.3) = 68.985 \text{KN} \\
 Q_5 &= 6.765 + 0.8(15.9 + 76.4) = 80.605 \text{KN} \\
 Q_6 &= 6.765 + 0.75(15.9 + 95.5) = 90.315 \text{KN} \\
 Q_7 &= 6.765 + 0.714(15.9 + 114.6) = 99.942 \text{KN} \\
 Q_8 &= 6.765 + 0.69(15.9 + 133.7) = 109.615 \text{KN} \\
 Q_9 &= 6.765 + 0.67(15.9 + 152.8) = 120.82 \text{KN} \\
 Q_{10} &= 6.765 + 0.65(15.9 + 171.9) = 132.15 \text{KN} \\
 Q_{11} &= 6.765 + 0.64(15.9 + 191) = 141.93 \text{KN} \\
 Q_{12} &= 6.765 + 0.625(15.9 + 191) + 48.25 = 190.13 \text{KN}
 \end{aligned}$$

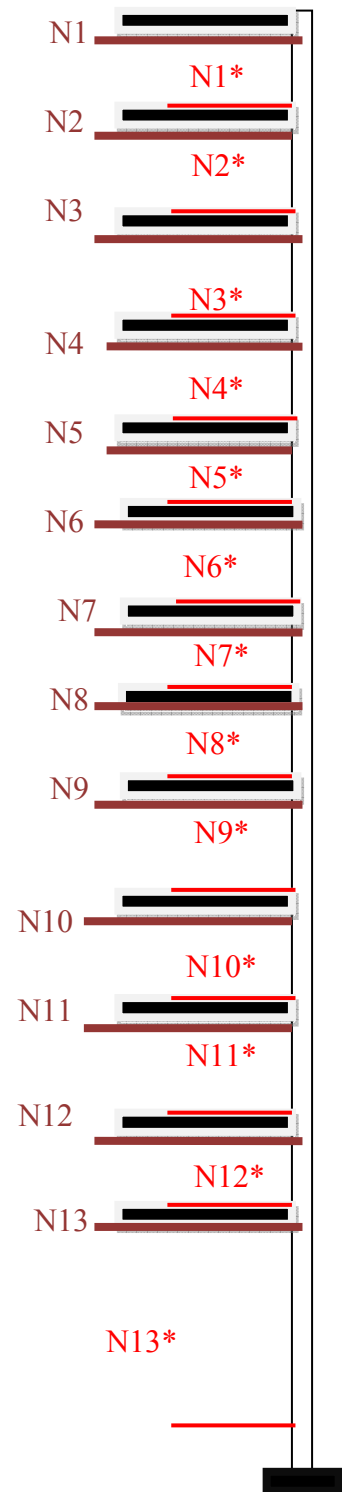


Figure II.10. Schéma statique de la descente de charge

Tableau récapitulatif de la descente de charge dans le poteau B3 :

Tableau. II.10. Calcul de la descente de charge du poteau B3.

Niveaux	N	Eléments	G (KN)	Q (KN)
Niv13	N ₁	Acrotère	08.73	6.765
		Plancher terrasse	33.50	
		Poutres	14.94	
N ₁ *	Venant de N ₁ Pot (30*30)	57.17 06.48		
Totale		63.65		
Niv12	N ₂	Venant de N ₁	63.65	
		Plancher	75.21	
		Poutre	20.19	
Murs	10.45			
N ₂ *	Venant de N ₂ Pot (35*35)	169.5 08.82		
Totale		178.32		
Niv11	N ₃	Venant de N ₂ *	178.32	40.015
		Plancher	66.32	
		Poutres	20.19	
Murs	5.368			
N ₃ *	Venant de N ₃ Pot (35*35)	270.2 08.82		
Total		279.02		
Niv10	N ₄	Venant de N ₃ *	279.02	55.455
		Plancher	66.32	
		Poutres	20.19	
Murs	4.09			
N ₄ *	Venant de N ₄ Pot (35*35)	369.62 8.82		
Totale		378.44		
Niv9	N ₅	Venant de N ₄ *	378.44	68.985
		Plancher	66.32	
		Poutres	20.19	
Murs	4.09			
N ₅ *	Venant de N ₅ Pot (35*35)	469.04 8.82		
Totale		477.86		
Niv8	N ₆	Venant de N ₅ *	477.86	80.605
		Plancher	66.32	
		Poutres	20.19	
Murs	4.09			
N ₆ *	Venant de N ₆ Pot (40*40)	568.46 11.52		
Totale		579.98		

Niv7	N ₇	Venant de N ₆ * Plancher Poutres Murs	579.98 66.32 20.19 4.09	90.315
	N ₇ *	Venant de N ₇ Pot (40*40)	670.58 11.52	
	Totale		682.1	
Niv6	N ₈	Venant de N ₇ * Plancher Poutres Murs	682.1 66.32 20.19 4.09	99.942
	N ₈ *	Venant de N ₈ Pot (40*40)	772.7 11.52	
	Totale		784.22	
Niv5	N ₉	Venant de N ₈ * Plancher Poutres Murs	784.22 66.32 20.19 26.05	109.615
	N ₉ *	Venant de N ₉ Pot (40*40)	896.78 11.52	
	Totale		908.3	
Niv4	N ₁₀	Venant de N ₉ * Plancher + Escalier Poutres Murs	908.3 70.95 20.19 26.05	120.82
	N ₁₀ *	Venant de N ₁₀ Pot (45*45)	1025.49 14.58	
	Totale		1040.07	
Niv3	N ₁₁	Venant de N ₁₀ * Plancher +escalier Poutres Murs	1040.07 70.95 20.19 26.05	132.15
	N ₁₁ *	Venant de N ₁₁ Pot (45*45)	1157.26 14.58	
	Totale		1171.84	
Niv2	N ₁₂	Venant de N ₁₁ * Plancher +escalier Poutres Murs	1171.84 70.95 20.19 26.05	141.93
	N ₁₂ *	Venant de N ₁₂ Pot (50*50)	1294.31 18	
	Totale		1312.31	
	N ₁₃	Venant de N ₁₂ *	1312.31	

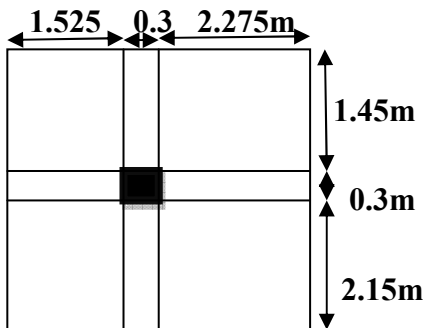
Niv1		Plancher +escalier	70.95	190.13
		Poutres	20.19	
		Murs	21.96	
	N ₁₃ *	Venant de N ₁₃ Pot (50*50)	1435.85	
	Totale		1459.47	

$Nu=1.35G+1.5Q$

$\Rightarrow Nu=2255.48KN$

B) Les surfaces afférentes pour les charges et les surcharges pour le poteau B6

- **Calcul de la surface afférente pour les charges et les surcharges**



$S=13.68m^2$ pour le calcul de G

$S=15.99m^2$ pour le calcul de charge Q de la terrasse.

- **Terrasse inaccessible**

$G=89.33KN$ et $Q=15.99KN$

- **RDC au 8^{ème} étage**

$G=71.27KN$ et $Q=20.52KN$

- **Poids propre des poutres**

$L_{pp}=3.8m \Rightarrow G_{pp}=25 \times 0.3 \times 0.4 \times 3.8=11.4KN$

$L_{ps}=3.35m \Rightarrow G_{ps}=25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.6=9.45KN$

$\Rightarrow G_{poutres}=20.85KN$

- **Poids des poteaux**

$(40 \times 40) cm^2 \Rightarrow G=11.52KN$ pour le RDC, 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage.

$(35 \times 35) cm^2 \Rightarrow G=8.82KN$ pour le 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} étage.

$(30 \times 30) cm^2 \Rightarrow G=6.48KN$ pour le 8^{ème} étage.

• Application de la loi de dégression pour le poteau B6

Q0=15.99KN

Q1=36.51KN

Q2=54.98KN

Q3=71.40KN

Q4=96.76KN

Q5=108.33KN

Q7=128.85KN

Q6=118.59KN

➤ Tableau récapitulatif de la descente de charge dans le poteau B6

Tableau. II.11. Calcul de la descente de charge du poteau B6

Niveaux	N	Eléments	G (KN)	Q (KN)
Niv13	N ₁	Plancher terrasse Poutres	89.33 20.85	15.99
	N ₁ *	Venant de N ₁ Pot (30*30)	110.18 06.48	
	Totale		116.66	
Niv12	N ₂	Venant de N ₁ * Plancher Poutre Murs	116.66 71.27 20.85 24.68	36.51
	N ₂ *	Venant de N ₂ Pot (35*35)	233.46 08.82	
	Totale		242.28	

Niv11	N ₃	Venant de N ₂ *	242.28	54.98
		Plancher	71.27	
		Poutres	20.85	
	Murs	24.68		
	N ₃ *	Venant de N ₃	359.08	
		Pot (35*35)	08.82	
	Total		367.9	
Niv10	N ₄	Venant de N ₃ *	367.9	71.40
		Plancher	71.27	
		Poutres	20.85	
	Murs	24.68		
	N ₄ *	Venant de N ₄	484.7	
		Pot (35*35)	8.82	
	Totale		493.52	
Niv9	N ₅	Venant de N ₄ *	493.52	85.76
		Plancher	71.27	
		Poutres	20.85	
	Murs	24.68		
	N ₅ *	Venant de N ₅	610.32	
		Pot (35*35)	8.82	
	Totale		619.14	
Niv8	N ₆	Venant de N ₅ *	619.14	
		Plancher	71.27	
		Poutres	20.85	
	Murs	24.68		
	N ₆ *	Venant de N ₆	735.94	
		Pot (40*40)	11.52	

	Totale		747.46	90.07
Niv7	N ₇	Venant de N ₆ *	747.46	108.33
		Plancher	71.27	
		Poutres	20.85	
	Murs	24.68		
	N ₇ *	Venant de N ₇	864.26	
		Pot (40*40)	11.52	
	Totale		875.78	
Niv6	N ₈	Venant de N ₇ *	875.78	118.59
		Plancher	71.27	
		Poutres	20.85	
	Murs	24.68		
	N ₈ *	Venant de N ₈	992.58	
		Pot (40*40)	11.52	
	Totale		1004.1	
Niv5	N ₉	Venant de N ₈ *	1004.1	128.85
		Plancher	71.27	
		Poutres	20.85	
	Murs	24.68		
	N ₉ *	Venant de N ₉	1120.9	
		Pot (40*40)	11.52	
	Totale		1132.42	

Nu=1722.042KN

On remarque que l'effort appliqué au poteau B6 est supérieur à l'effort appliqué au poteau B3 (au niveau 5)

Donc à partir de ce niveau on va faire les vérifications pour le poteau B6

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10%

Soit : Nu'=1.1Nu

II.5. Vérifications

-Vérification à la compression

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq f_{bu}$$

Avec B : section du béton.

f_{bu} : résistance de calcul de béton.

$$f_{bu} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 MPa.$$

$$\Rightarrow B \geq Nu' / 14.2$$

Ce tableau ci-dessous résume les vérifications à la compression des poteaux à tous les niveaux

Tableau. II.12. vérification des poteaux à la compression simple

Niveaux	Nu'(KN)	Sections(cm ²)	B choisit (m ²)	B calculé (m ²)	Observation
Entresol3	2481.02	50*50	0.25	0.175	Vérifiée
Soupenite	2192.63	50*50	0.25	0.154	Vérifiée
Entresol2	1969.90	45*45	0.2025	0.139	Vérifiée
Entresol1	1749.70	45*45	0.2025	0.123	Vérifiée
RDC	1894.24	40*40	0.16	0.133	Vérifiée
Etage1	1686.76	40*40	0.16	0.118	Vérifiée
Etage2	1479.27	40*40	0.16	0.104	Vérifiée
Etage3	1258.59	40*40	0.16	0.088	Vérifiée
Etage4	1060.92	35*35	0.1225	0.0747	Vérifiée
Etage5	850.68	35*35	0.1225	0.06	Vérifiée
Etage6	637.048	35*35	0.1225	0.0448	Vérifiée
Etage7	420.02	35*35	0.1225	0.0295	Vérifiée
Etage8	199.62	30*30	0.09	0.014	Vérifiée

-vérification à l'effort réduit

Cette vérification se fera par l'expression donnée dans l'article (7.4.3.1) du RPA99/2003.

$$\frac{Nu'}{B \times f_{c28}} \leq 0.30 \Rightarrow B \geq \frac{Nu'}{0.30 \times f_{c28}}$$

Ce tableau ci-dessous résume les vérifications à l'effort réduit à tous les niveaux

Tableau. II.13. Vérification des poteaux à l'effort réduit

Niveaux	Nu'(KN)	Sections (cm ²)	B choisit (m ²)	B calculé (m ²)	Observation
Entresol3	2481.02	50*50	0.25	0.33	NON Vérifiée
Soupenne	2192.63	50*50	0.25	0.29	NON Vérifiée
Entresol2	1969.90	45*45	0.2025	0.26	NON Vérifiée
Entresol1	1749.70	45*45	0.2025	0.23	NON Vérifiée
RDC	1894.24	40*40	0.16	0.25	NON Vérifiée
Etage1	1686.76	40*40	0.16	0.225	NON Vérifiée
Etage2	1479.27	40*40	0.16	0.197	NON Vérifiée
Etage3	1258.59	40*40	0.16	0.167	NON Vérifiée
Etage4	1060.92	35*35	0.1225	0.141	NON Vérifiée
Etage5	850.68	35*35	0.1225	0.113	Vérifiée
Etage6	637.048	35*35	0.1225	0.085	Vérifiée
Etage7	420.02	35*35	0.1225	0.056	Vérifiée
Etage8	199.62	30*30	0.09	0.026	Vérifiée

Donc il y'a lieu d'augmenter les sections

Tableau. II.14. Redimensionnement et vérification des poteaux

Niveaux	Sections (cm)	B choisit (m ²)	B calculé (m ²)	Observation
Entresol3	60*60	0.36	0.33	Vérifiée
Soupenne	60*60	0.36	0.29	Vérifiée
Entresol2	55*55	0.30	0.26	Vérifiée
Entresol1	55*55	0.30	0.23	Vérifiée
RDC	55*55	0.30	0.25	Vérifiée
Etage1	50*50	0.25	0.225	Vérifiée
Etage2	50*50	0.25	0.197	Vérifiée
Etage3	45*45	0.2025	0.167	Vérifiée
Etage4	40*40	0.16	0.141	Vérifiée
Etage5	35*35	0.1225	0.113	Vérifiée
Etage6	35*35	0.1225	0.085	Vérifiée
Etage7	35*35	0.1225	0.056	Vérifiée
Etage8	30*30	0.09	0.026	Vérifiée

– Vérification au flambement

D’après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{Art (B.8.4.1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures

$\gamma_b = 1.5$: coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s = 1.15$: coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l’élancement λ .

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

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

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

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

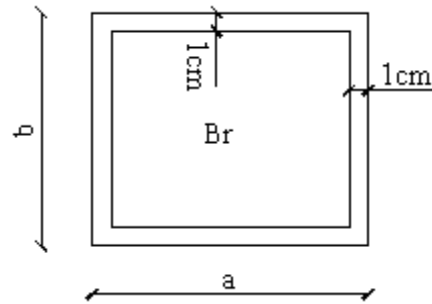


Figure II.11. La section réduite.

Le poteau le plus élancé est le poteau de 3^{ème} entresol

$$\Rightarrow l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.78 = 2.646\text{m.}$$

$$I = \frac{0.6^4}{12} = 1.08 \times 10^{-2} \text{ m}^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{1.08 \times 10^{-2}}{0.36}} = 0.173\text{m}$$

$$\lambda = \frac{2.646}{0.173} = 15.29 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{15.29}{35}\right)^2} = 0.818$$

D’après le BAEL91 on doit vérifier que :

$$B_r \geq B'_r; \quad B'_r = \frac{N_u'}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} = 0.131\text{m}^2.$$

Or nous avons $B_r = (0.60 - 0.02) \times (0.60 - 0.02) = 0.336\text{m}^2$.

$B_r > B'_r$. Donc le poteau ne risque pas de flamber.

-vérification des conditions de RPA

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1; h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

Les vérifications des conditions du RPA sont vérifiées pour tous les poteaux.

II.6.Conclusion

Après fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaire, nous avons adopté les sections suivantes :

- Les poutres :
 - poutres principales : **30*40 cm²**
 - poutres secondaires : **30*35 cm²**
- Les poteaux :
 - Poteaux (3^{ème} entresol et la soupenle) : **60*60cm²**
 - Poteaux (2^{ème}, 1^{er} et RDC) : **55*55cm²**
 - Poteaux (1^{er}, 2^{ème} étages) : **50*50cm²**
 - Poteaux (3^{ème} étage) : **45*45cm²**
 - Poteaux (4^{ème} étage) : **40*40cm²**
 - Poteaux (5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} étages) : **35*35cm²**
 - Poteaux (8^{ème} étage) : **30*30cm²**

III.1. Introduction

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section des aciers nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99/Version 2003...).

III.2. Etude des planchers

Le choix du type de plancher dépend de son utilisation pour satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Résistance mécanique en supportant les sollicitations externes.
- ✓ Limitation des flèches pour éviter les désordres dans les cloisons et revêtements.
- ✓ L'isolation thermique et acoustique.
- ✓ La résistance au feu.

III.2.1. Calcul des planches à corps creux

III.2.1.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

a. Pré dimensionnement

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que : $h = (16 + 4)cm$.

- Hourdis de 16cm d'épaisseur et de 65cm de largeur.
- Table de compression de 4cm.

b. Méthodes de calcul des sollicitations

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, les deux méthodes les plus utilisé sont :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de CAQUOT.

❖ Méthode forfaitaire

Le **BAEL91 (Article.III, 4)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée, $Q \leq (2 \times G ; 5) KN/m^2$.
2. Le rapport des portées successives (L_i / L_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.
avec l_i, l_{i+1} : longueur entre nu d'appui de deux portées successive.

3. Le moment d'inertie est considéré constant dans tous les travées.
4. Fissuration peu nuisible (FPN).

a. Principe de la méthode forfaitaire

➤ **Moments fléchissant**

✓ **En travée**

$$1) \quad M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases} \quad \text{Avec : } M_0 = \frac{p \times l_i^2}{8}$$

p : La charge répartie à l'état limite considéré.

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : Moment en travée de la travée considérée.

l_i : Portée de la travée.

✓ **En appuis**

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- $0.5 \times M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

Remarques

- ✓ De part et d'autre de chaque appui intermédiaire. On retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.
- ✓ Ainsi que d'après le **RPA99** le moment des appuis de rive égal à 15% du moment isostatique encadrant de l'appui considéré ($0.15M_0$).

➤ **Evaluation des efforts tranchants**

On peut évaluer l'effort tranchant par la méthode de RDM, en tenant compte de la continuité :

$$V = V_0 + \frac{M_g + M_d}{l_i}$$

$$V_0 = \frac{ql_i}{2}$$

M_g et M_d sont des moments sur appuis, on les prend avec leurs signes (signe négatifs (-)).

V_0 : L'effort tranchant isostatique

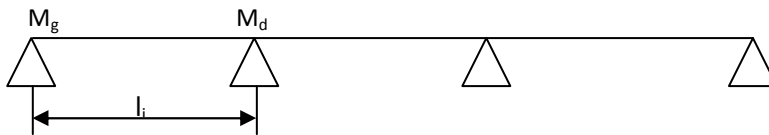


Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle

Forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 :

1) De 15% si la poutre a deux travées :

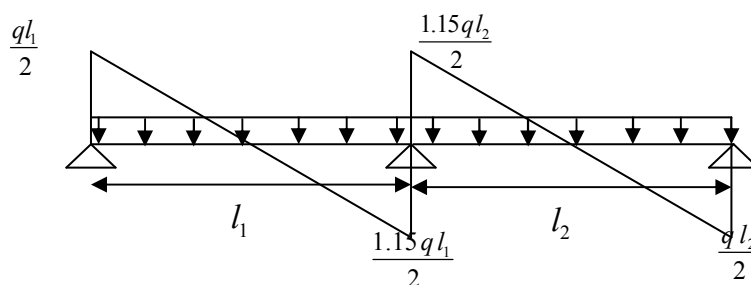


Figure III.2. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées

2) De 10% si une poutre a plus de deux travées :

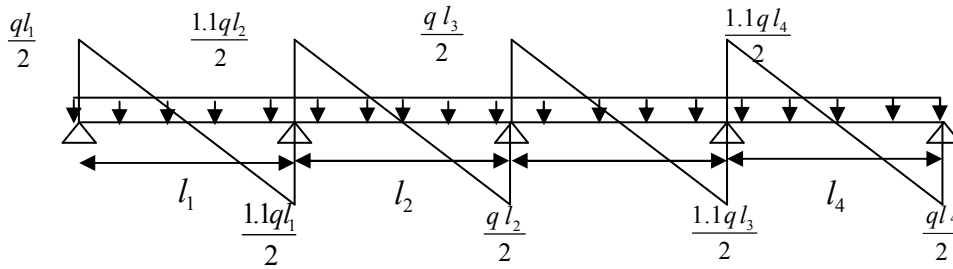


Figure III.3. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

❖ Méthode de Caquot

a. Conditions d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

b. Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées

$Q > (2G ; 5KN/m^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

➤ Evaluation des moments

✓ En appuis

$$M_i = -\frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8,5(l'_g + l'_d)}$$

$$l' = \begin{cases} l & \text{travée de rive.} \\ 0,8l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

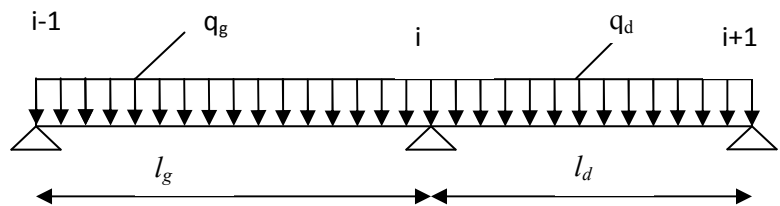


Figure III.4. Schéma statique de la poutrelle.

l'_g, l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite.

q_g, q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.

✓ **En travée**

$$M(X) = M_0 + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

M_0 : Moment statique.

$$M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} (l - x)$$

$$M(x) = \frac{P_u \times x}{2} (l - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$dM(x)/dx = 0 \rightarrow x = x_0$$

$$x_0 = \frac{l}{2} + \left[\frac{M_g - M_d}{l \times P_u} \right]$$

$$M'_{\max} = M(x_0)$$

➤ **Evaluation des efforts tranchants**

$$V_g = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

$$V_d = -\frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

III.2.1.2. Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles est faite suivant deux critères : la continuité et la plus petite portée

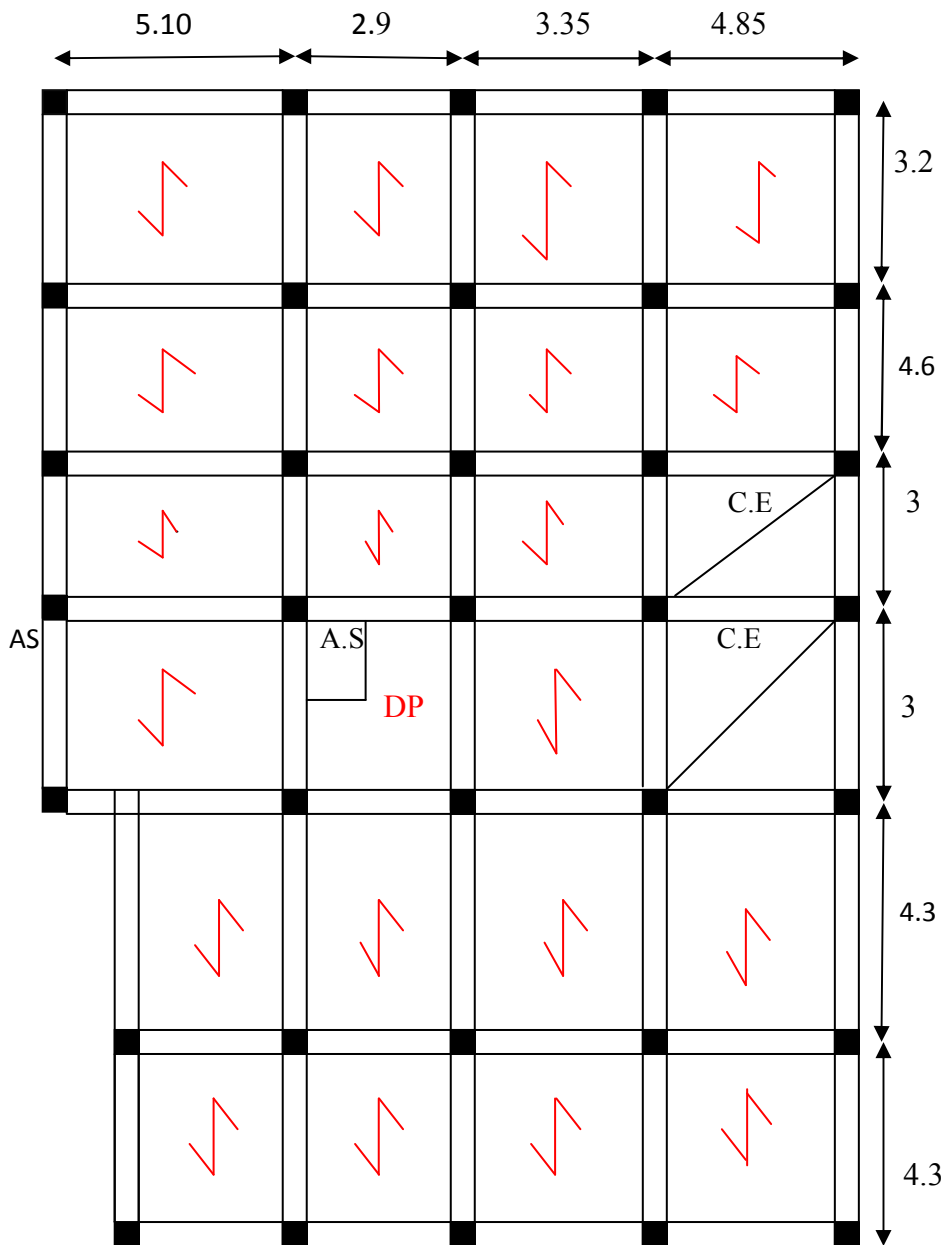
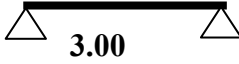






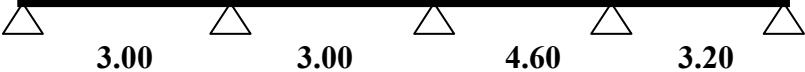

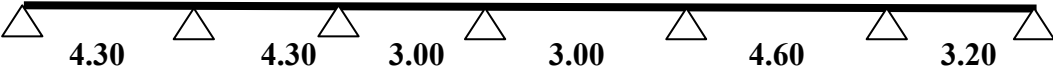


Figure III.5. Schéma de disposition des poutrelles

III.2.1.3. Différents types de poutrelles.

Les différents types de poutrelles se résument dans le tableau suivant

Tableau. III.1. Types de poutrelles

Type	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{eme} type	
3 ^{eme} type	
4 ^{eme} type	
5 ^{eme} type	
6 ^{eme} type	
7 ^{eme} type	
8 ^{eme} type	
9 ^{eme} type	
10 ^{eme} type	

Remarque :

- Dans l'étage commercial on trouve les types suivants (1,2 et 7)
- Dans le plancher des étages habitation on trouve les types suivants (1, 2, ... ,7)
- Dans la terrasse inaccessible on trouve les types suivants (6 et 8)
- Dans la terrasse accessible on trouve le type 07

II.2.1.4. Calcul des charges revenant aux poutrelles

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$q_s = (G+Q) \times 0.65$$

Q : la surcharge d'exploitation ;

G : la charge permanente ;

q_u la charge sur la poutrelle à l'ELU

q_s la charge sur la poutrelle à l'ELS.

Tableau. III.2. Charges revenant aux poutrelles.

Désignation	G KN/m ²	Q KN/m ²	q_u KN/m	q_s KN/m
Terrasse inaccessible	6.53	1	6.71	4.89
Terrasse accessible	6.69	1.5	7.33	5.32
Etage Habitation	5.21	1.5	6.03	4.37
Etage commercial	5.21	5	9.45	6.64

III.2.1.5. vérification des conditions de BAEL :

La 1^{ère} condition est vérifiée pour tous les types de poutrelles (surcharge modérée)

La 2^{ème} condition n'est vérifiée que pour le type 05

La 3^{ème} et 4^{ème} sont vérifiées

=> On applique la méthode forfaitaire pour le type 05 et la méthode de caquot minoré pour les autres types.

III.2.1.6 calcul des sollicitations dans les poutrelles

❖ Exemple d'application de la méthode forfaitaire (type 05 pour l'étage habitation)

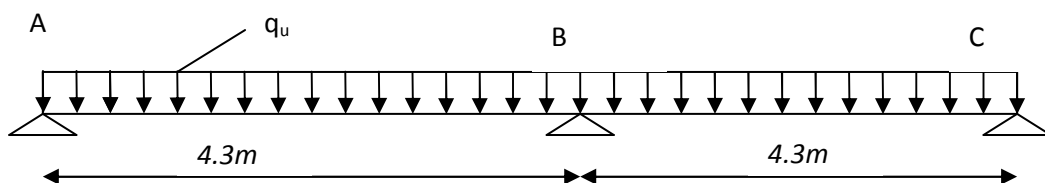


Figure.III.6.Exemple d'application de la méthode forfaitaire

A l'ELU

$$\text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{q_U \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 13.94 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0^{BC} = \frac{q_U \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 13.94 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$\text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{q_S \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 10.10 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0^{BC} = \frac{q_S \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 10.10 \text{ KN.m}$$

-Moments aux appuis

Appuis de rive

A l'ELU $M_A = M_C = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_A = M_C = -2.09 \text{ KN.m}$

A l'ELS $M_A = M_C = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_A = M_C = -1.52 \text{ KN.m}$

Appuis intermédiaires

A l'ELU $M_B = -0.6 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -8.36 \text{ KN.m}$

A l'ELS $M_B = -0.6 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -6.06 \text{ KN.m}$

-Moment en travée

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.21} = 0.224$$

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{array} \right.$$

$$(2) : \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.R \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.I \end{array} \right.$$

A P'ELU

Travée AB

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq 10.69 \\ M_t^{AB} \geq 8.83 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 10.69KN.m$$

Travée BC

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq 10.69 \\ M_t^{BC} \geq 8.83 \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 10.69KN.m$$

A P'ELS

Travée AB

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq 7.73 \\ M_t^{AB} \geq 5.38 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 7.73KN.m$$

Travée BC

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq 7.73 \\ M_t^{AB} \geq 5.38 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 7.73KN.m$$

-Les efforts tranchants

A P'ELU

Travée AB

$$V_A = \frac{6.03 \times 4.3}{2} = 12.96KN$$

$$V_B = -1.15 \times V_A = -14.91KN$$

Travée BC

$$V_B = 1.15 \times \frac{6.03 \times 4.3}{2} = 14.91KN$$

$$V_C = -12.97KN$$

❖ **Exemple d'application de la méthode Caquot minoré** (type06 pour l'étage habitation)

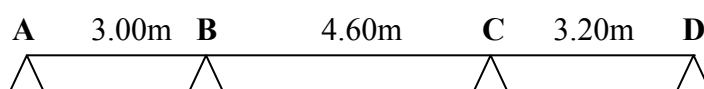


Figure.III.7. Exemple d'application de la méthode Caquot minoré

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites car :

($l_i/l_{i+1} = 3/4.6 = 0.65 < 0.85$) on applique donc la méthode de Caquot.

-Moments aux appuis

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante

$$M_i = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L_g + L_d)}$$

❖ Calcul des longueurs fictives

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3m$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 4.6 = 3.68m$$

$$L'_{CD} = L_{CD} = 3.2m$$

-Les moments aux appuis

A l'ELU

$$G' = 2/3 * G = 3.47 \text{KN/m}^2 \Rightarrow q_u' = 4.51 \text{KN/m}$$

$$M_A = M_D = 0.$$

$$M_B = \frac{4.51 \times (3^3 + 3.68^3)}{8.5 \times (3 + 3.68)} \Rightarrow M_B = -6.10 \text{kn.m}$$

$$M_C = \frac{4.51 \times (3.68^3 + 3.2^3)}{8.5 \times (3.68 + 3.2)} \Rightarrow M_C = -6.37 \text{kn.m}$$

A l'ELS

$$q_s' = 3.23 \text{KN/m}$$

$$M_A = M_D = 0.$$

$$M_B = \frac{3.23 \times (3^3 + 3.68^3)}{8.5 \times (3 + 3.68)} \Rightarrow M_B = -4.37 \text{KN.m}$$

$$M_C = \frac{3.23 \times (3.68^3 + 3.2^3)}{8.5 \times (3.68 + 3.2)} \Rightarrow M_C = -4.56 \text{KN.m}$$

-Moments aux travées

Les moments aux travées sont donnés par l'expression suivante :

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{q_X}{2} \times (L - X) + M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X_0 = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X_0)$$

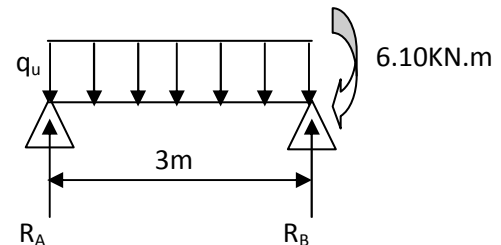
Travée AB

A ELU

$$x = \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L \times q_u} = 1.16m$$

$$M = \frac{6.03 \times 1.16 \times (3 - 1.16)}{2} - 6.10 \times \frac{1.16}{3}$$

$$M_{LAB}^{\max} = 4.08KNm$$



A ELS

$$x = \frac{3}{2} + \frac{(-4.37)}{3 \times 4.37} = 1.17m$$

$$M(1.03) = \frac{4.37 \times 1.17 \times (3 - 1.17)}{2} + (-4.37) \times \frac{1.17}{3}$$

$$M_{LAB}^{\max} = 2.97KNm$$

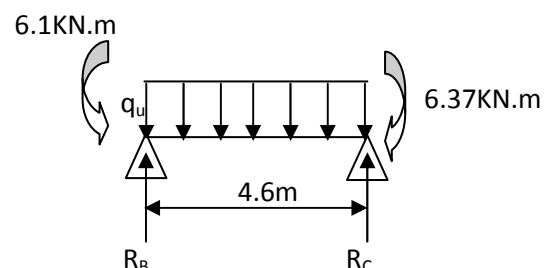
Travée BC

A ELU

$$x = 2.29m \Rightarrow M_{BC}^{\max} = 9.71KNm$$

A ELS

$$x = 2.29m \Rightarrow M_{BC} = 7.09KNm$$



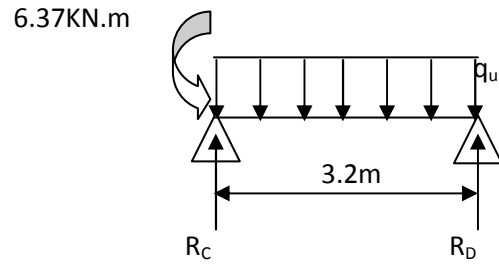
Travée CD

A ELU

$$x = 1.93m \Rightarrow M_{CD}^{Max} = 4.86KN.m$$

A P'ELS

$$x = 1.93m \Rightarrow M_{CD}^{Max} = 3.55KN.m$$



- Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchant sont calculés par les deux expressions suivantes ;

$$V_{i-1} = qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i$$

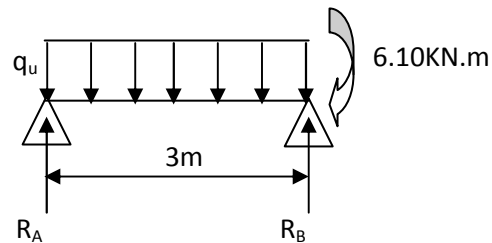
$$V_i = -qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i$$

Travée AB

A P'ELU

$$V_A = \frac{6.03 \times 3}{2} + \frac{(-6.10)}{3} = 7.01KN$$

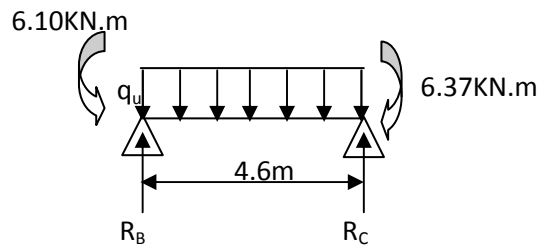
$$V_B = -\frac{6.03 \times 3}{2} + \frac{(-6.10)}{3} = -11.08KN$$



Travée BC

$$V_B = \frac{6.03 \times 4.6}{2} + \frac{(-6.37) - (-6.10)}{4.6} = 13.81KN$$

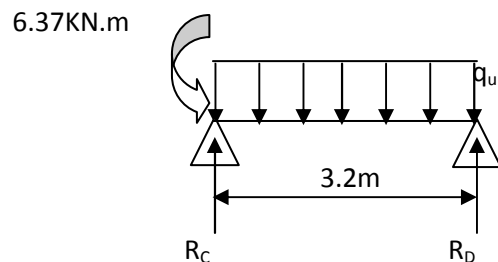
$$V_C = -\frac{6.03 \times 4.6}{2} + \frac{(-6.37) - (-6.10)}{4.6} = -13.93KN$$



Travée CD

$$V_C = \frac{6.03 \times 3.2}{2} + \frac{-(-6.37)}{3.2} = 11.64KN$$

$$V_D = -\frac{6.03 \times 3.2}{2} + \frac{-(-6.37)}{3.2} = -7.66KN$$



Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

- Terrasse inaccessible

Tableau. III.3. Sollicitation du plancher terrasse inaccessible.

type	Trav	L(m)	x(m)	q'(kn/m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
				ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS		
Type 06	AB	3	1.77	4.79	3.48	0	0	-6.45	-4.71	4.65	3.40	7.89	-12.22
	BC	4.6	2.29			-6.45	-4.71	-6.77	-4.91	11.10	8.13	15.36	-19.48
	CD	3.2	1.91			-6.77	-4.91	0	0	5.59	4.05	12.84	-8.61
Type 08	AB	3	1.23			0	0	-4.26	-3.1	5.56	4.07	8.63	-11.48
	BC	3	1.42			-4.26	-3.1	-5.91	-4.29	2.48	1.83	9.51	-10.60
	CD	4.6	2.27			-5.91	-4.29	-6.77	-4.91	11.40	8.35	15.23	-15.61
	DE	3.2	1.91	-6.77	-4.91	0	0	5.53	4.05	12.84	-8.61		

- Etages habitation

Tableau. III.4. Sollicitation des planchers d'étages habitation (Caquot minoré)

Type	Trav	L(m)	x(m)	q'(kn/m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
				ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS		
Type 06	AB	3	1.16	4.51	3.23	0	0	-6.10	-4.37	4.08	2.96	7.01	-11.08
	BC	4.6	2.29			-6.10	-4.37	-6.37	-4.56	9.72	7.06	13.82	-13.93
	CD	3.2	1.93			-6.37	-4.56	0	0	4.86	3.53	11.64	-7.66
Type 08	AB	3	1.27			0	0	-4.01	-2.87	4.93	3.57	7.71	-10.38
	BC	3	1.41			-4.01	-2.87	-5.55	-3.98	2.02	1.49	8.53	-9.56
	CD	4.6	2.27			-5.55	-3.98	-6.37	-4.56	10	7.26	13.70	-14.05
	DE	3.2	1.93			-6.37	-4.56	0	0	4.86	3.53	11.64	-7.66
Type 09	AB	4.3	1.86			0	0	-7.39	-5.29	10.49	7.60	11.25	-14.69
	BC	3	1.74			-7.39	-5.29	-3.05	-2.19	1.73	1.28	10.49	-7.60
	CD	3	1.36			-3.05	-2.19	-5.55	-3.98	2.54	1.86	8.21	-9.88
	DE	4.6	2.27			-5.55	-3.98	-6.37	-4.56	10	7.26	13.70	-14.05
	EF	3.2	1.93			-6.37	-4.56	0	0	4.86	3.53	11.64	-7.66
Type 10	AB	4.3	1.83			0	0	-8.24	-5.90	10.13	7.34	11.05	-14.89
	BC	4.3	2.27			-8.24	-5.90	-4.95	-3.55	7.39	5.38	13.73	-12.20
	CD	3	1.60			-4.95	-3.55	-3.05	-2.19	2.81	2.05	9.68	-8.41
	DE	3	1.36			-3.05	-2.19	-5.55	-3.98	2.54	1.86	8.21	-9.88
	EF	4.6	2.09			-5.55	-3.98	-11.35	-8.13	7.63	5.57	12.61	-15.13
	FG	3.2	2.18			-11.35	-8.13	0	0	3.09	2.25	13.20	-6.10
Type 07	AB	4.3	1.83			0	0	-8.24	-5.90	10.13	7.34	11.05	-14.89
	BC	4.3	2.25			-8.24	-5.90	-5.57	-3.99	7.06	5.15	13.59	-12.35
	CD	3	1.80			-5.57	-3.99	0	0	4.286	3.11	10.91	-7.19
Type 04	AB	4.3	1.85	0	0	-7.74	-5.54	10.34	7.49	11.17	-14.77		
	BC	3	1.92	-7.74	-5.54	0	0	3.46	2.52	11.63	-6.47		
Type 03	AB	4.6	1.98	0	0	-8.85	-6.34	11.84	8.58	11.95	-15.80		
	BC	3.2	2.05	-8.85	-6.34	0	0	3.93	2.86	12.42	-6.88		

Tableau. III.5. Sollicitation des planchers d'étages habitation (méthode RDM et forfaitaire)

Type	tra	L (m)	q (kn/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		Vg (KN)	V _d (KN)
			ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS		
Ty01	AB	3	6.034	4.37	6.78	4.91	-1.01	-0.73	-1.01	-0.73	6.78	4.91	9.05	-9.05
Ty02	AB	4.3			13.94	10.08	-2.09	-1.51	-2.09	-1.51	13.94	10.08	12.97	-12.97
Type 05	AB	4.3			13.94	10.08	-2.09	-1.51	-8.36	-6.04	10.69	7.73	12.97	-14.91
	BC	4.3			13.94	10.08	-8.36	-6.04	-2.09	-1.51	10.69	7.73	14.91	-12.97

• Etage commercial

Tableau. III.6. Sollicitation du plancher de la soupenne pour les types 01 et 02

Type	trav	L (m)	q (kn/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		Vg (KN)	V _d (KN)
			ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS		
Ty01	AB	3	9.44	6.63	10.62	7.46	-1.59	-1.12	-1.59	-1.12	10.62	7.46	14.17	-14.17
Ty02	AB	4.3			21.83	15.34	-3.27	-2.3	-3.27	-2.3	21.83	15.34	20.29	-20.29

Tableau .III.7. Sollicitation du plancher de la soupenne (commercial) pour le type07

Type	Trav	L(m)	x(m)	q'(kn/m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		Vg (KN)	V _d (KN)
				ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS		
Type 07	AB	4.3	1.79	7.92	5.50	0	0	-14.47	-10.06	15.19	10.72	16.94	-23.67
	BC	4.3	2.26			-14.47	-10.06	-9.8	-6.81	9.75	6.94	21.39	-19.22
	CD	3	1.84			-9.8	-6.81	0	0	6.29	4.44	17.43	-10.90

• Terrasse accessible

Tableau. III.8. Sollicitation du plancher de l'étage 02 (terrasse accessible)

Typ	Trav	L(m)	x(m)	q'(kn/m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		Vg (KN)	V _d (KN)
				ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS		
Typ 07	AB	4.3	1.85	5.37	3.87	0	0	-9.28	-6.67	12.29	9.18	13.60	-18.24
	BC	4.3	2.01	4.5	3.23	-9.28	-6.67	-5.66	-4	6.29	4.62	13.81	-12.13
	CD	3	1.81			-5.66	-4	0	0	4.25	3.11	10.93	-7.16

Tableau. III.9. Sollicitations maximales.

	ELU				ELS		
	M_a^{int} (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	V_{max} (KN)	M_a^{int} (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)
Plancher terrasse inaccessible	6.77	1.28	11.40	19.48	4.91	0.94	8.35
Plancher étage habitation	11.35	2.54	13.94	18.24	8.13	1.84	10.08
Plancher étage commerciale	14.47	3.27	21.83	21.39	10.06	2.30	15.34

III.2.1.7. Ferrailage des poutrelles :

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle terrasse inaccessible qui est sollicitée par :

$$\begin{aligned}
 \text{À l'ELU : } M_t^{max} &= 11.40 \text{ KN.m} & \text{À l'ELS : } M_t^{max} &= 8.35 \text{ KN.m} \\
 M_a^{int} &= - 6.77 \text{ KN.m} & M_a^{int} &= - 4.91 \text{ KN.m} \\
 V^{max} &= 19.48 \text{ KN} & M_a^{rive} &= -0.94 \text{ KN.m} \\
 M_a^{rive} &= -1.28 \text{ KN.m} & &
 \end{aligned}$$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b=65\text{cm}; \quad b_0=10\text{cm}; \quad h=16\text{cm}; \quad h_0=4\text{cm}; \quad h_i=20\text{cm}.$$

1. Calcul à l'ELU : Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

❖ **Terrasse inaccessible**

A- Armature longitudinales

➤ **Ferrailage en travée**

Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{max} = 11.40 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée ; l'axe neutre passe donc par la table de compression, ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

➤ **Calcul des armatures**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{11.40 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.18^2 \times 0.65} = 0.0381 < 0.186 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

Calcul de A :

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0381}) = 0.048$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.048) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{11.40 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 1.86 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_t = 1.86 \text{ cm}^2 \quad \text{On Choisit: } A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité ;**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t \quad \text{Vérifiée.}$$

➤ **Ferraillage en appui**

• **Appuis intermédiaire**

On niveau des appuis, la table de compression est tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire de ($b_0 \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.77 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.147 < 0.186$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.147}) = 0.199$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.199) = 0.166 \text{ m}$$

$$A_{\text{int}} = \frac{M_a^{\text{int}}}{z \times f_{st}} = \frac{6.77 \times 10^{-3}}{0.166 \times 348} = 1.17 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.17 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 10 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_a \quad \text{Vérifiée.}$$

On choisit $A_{\text{int}} = 1\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 1.29\text{cm}^2$

- **Appuis de rive**

Au niveau des appuis, la table de compression est tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire de ($b_0 \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.28 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.028 < 0.186$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.028}) = 0.036$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.036) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{1.28 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 0.21 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.21 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 2.17 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_{rive} \quad \text{On choisit : } A_{rive} = 1\text{HA}8 = 0.50 \text{ cm}^2.$$

2. Vérification à l'ELU**a. Vérification au cisaillement**

$$V_u = 19.48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{19.48 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.082 \text{ MPa}$$

$$\text{FPN} \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifiée}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

b. Ferrailage transversales

Le diamètre Φt des armatures transversales est donne par :

$$\Phi t \leq \min \{ht / 35, b_0/10, \Phi L\}$$

ΦL : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi L = 8mm$).

$$\Phi t \leq \min \{200/ 35, 100/10, 8\} = 5.71mm$$

On adopte un étrier $\Phi 6$.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57cm^2$.

c. Espacement

$$St \leq \min \begin{cases} (0.9d, 40cm) = 16.2cm \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{10 \times 0.4} = 57cm \\ \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3K \times f_{t28})} = 40.35cm \end{cases} \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$\alpha = 90^\circ$ flexion simple, armatures droites.

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

Soit : **St = 15 cm.**

d. Vérification des armatures longitudinales

- **Appuis de rives ;**

$$A_L \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 19.48 \times 10^3}{400} = 0.56cm^2$$

Avec $A_L = A_{travée} + A_{appuis}$

$$A_L = 3HA12 + 1HA8 = 3.89 cm^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Appuis intermédiaires ;**

$$A_t \geq (V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (19.48 - \frac{6.77}{0.9 \times 0.18}) \times 10^{-3} \frac{1.15}{400} 10^4 = - 0.64cm^2$$

$A_t \geq - 0.64 cm^2 \rightarrow$ L'effort tranchant n'a pas d'influence sur les A_t

e. Vérification de la jonction table-nervure

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec :} \quad b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.275m$$

$$\tau_u = \frac{19.48 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.272MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min [\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 MPa] = 3.33 MPa \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

f. Vérification de l'effort tranchant dans le béton

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

Avec : $a = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

$V_u = 0.01948 \text{ MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 = 0.108 \text{ MN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

3. Vérification à l'ELS

a. État limite de compression du béton

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \end{cases}$$

1. En travée

- **Position de l'axe neutre (y)**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 3.39 \times (18 - 4) = -191.9 \text{ cm}^3$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en T)

Position de l'axe neutre y :

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$$10 \times y^2 + [2 \times (65 - 10) \times 4 + 30 \times 3.39] \times y - [(65 - 10) \times 4^2 + 30 \times 18 \times 3.39] = 0$$

$$10y^2 + 541.7y - 2710.6 = 0 \dots\dots\dots(1) \text{ Solution d'équation : } y = 4.61 \text{ cm}$$

• Calcul de l'inertie I

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \times 4.61^3}{3} + (65 - 10) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 10) \times 4 \times \left(4.61 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 3.39 \times (18 - 4.61)^2 \Rightarrow I = 11235.57 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{8.35 \times 10^{-3}}{11235.57 \times 10^{-8}} \times 0.0461 \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.42 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ C'est vérifié **(BAEL E.III.2)**

2 - En appuis intermédiaires

- **Position de l'axe neutre ;**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 1.29(18 - 4) = 249.1 \text{ cm}^3$$

$H \geq 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table ; d'où calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

$$\Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\Rightarrow \frac{65}{2} y^2 + 15(1.29 + 0)y - 15(1.29 \times 18) = 0$$

$$\Rightarrow y = 3 \text{ cm} = 0.03 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie ;**

$$I = \frac{b}{3} \times y + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2$$

$$\Rightarrow I = \frac{0.65}{3} \times 0.03^3 + 15 \times 1.29 \times 10^{-4} (0.18 - 0.03)^2 = 0.4938 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.91 \times 10^{-3}}{0.4938 \times 10^{-4}} \times 0.03 = 2.98 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

$$\sigma_{bc} < 15 \text{ MPa}$$

c. État limite de déformation

BAEL91 (Article L.VI, 2)

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

- **Évaluation de la flèche ;**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire.

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{16}{460} = 0.0347 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche s'impose.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{460}{500} = 0.92cm$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

- **Évaluation des moments en travée ;**

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

• **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre : $y=4.61cm$

Calcul de moment d'inertie de la section homogène:

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 \times (3.39 \times 18 + 0)}{10 \times 20 + (65 - 10)4 + 15(3.39 + 0)}$$

$$\Rightarrow y_G = 7.126cm$$

$$I_0 = \frac{b_0 h^3}{12} + b_0 \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_G - \frac{h_0}{2}\right)^2 + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + n [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2]$$

$$\Rightarrow I_0 = 204054 \text{ cm}^4 \text{ (} I_0 \text{ c'est le moment d'inertie de la section totale)}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{3.39}{10 \times 18} \Rightarrow \rho = 0.0188$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{MPa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton}$$

$$E_i = 3 \times E_c = 32456.6 \text{MPa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton}$$

• **Contraintes**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}; \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

• **Inerties fictives (I_f)**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}}; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}}; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

• **Evaluation des flèches**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}}; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}}; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}}; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{vg}}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 5.05 = 3.28 \text{KN} / \text{m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 6.53 = 4.244 \text{KN} / \text{m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (6.53 + 1) \Rightarrow q_{pser} = 4.894 \text{KN} / \text{m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{3.28 \times 4.6^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 6.50 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{4.244 \times 4.6^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 8.42 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{4.894 \times 4.6^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 9.70 \text{ KN.m}$$

$$y = 4.61 \text{ cm} \quad ; I_0 = 20405.4 \text{ cm}^4 \quad ; I = 11235.57 \text{ cm}^4 \quad ; A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.0188} \Rightarrow \lambda_i = 2.26$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 2.26 \Rightarrow \lambda_v = 0.90$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{6.50 \times (0.18 - 0.046) \times 10^{-3}}{11235.57 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 116.28 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{8.42 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.046)}{11235.57 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sg} = 150.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{9.71 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.046)}{11235.57 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sp} = 173.71 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0188 \times 116.28 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.661$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0188 \times 150.63 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.726$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0188 \times 173.71 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.757$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times 20405.4}{1 + (2.26 \times 0.661)} \Rightarrow I_{ij} = 9000.48 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig} = \frac{1.1 \times 20405.4}{1 + (2.26 \times 0.726)} \Rightarrow I_{ig} = 8499.80 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times 20405.4}{1 + (2.26 \times 0.757)} \Rightarrow I_{ip} = 8280.13 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1.1 \times 20405.4}{1 + (0.9 \times 0.726)} \Rightarrow I_{vg} = 13575.62 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{6.50 \times 10^{-3} \times 4.6^2}{10 \times 32456.6 \times 9000.48 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.0047 m$$

$$f_{gi} = \frac{8.42 \times 10^{-3} \times 4.6^2}{10 \times 32456.6 \times 8499.80 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.0065 m$$

$$f_{pi} = \frac{9.70 \times 10^{-3} \times 4.6^2}{10 \times 32456.6 \times 8280.13 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.0076 m$$

$$f_{vg} = \frac{9.70 \times 10^{-3} \times 4.6^2}{10 \times 10818.86 \times 13575.62 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 0.012 m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.012 - 0.0047 + 0.0076 - 0.0065 \Rightarrow \Delta f_t = 0.084 m$$

$$\Delta f = 0.84 cm \leq f_{adm} = 0.92 cm \dots\dots\dots C'est vérifié.$$

❖ Pour les planchers habitations et commercial

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau. III.10. Calcul des sections de Ferrailage des poutrelles.

Plancher		Planchers commerce	Planchers habitation	Plancher terrasse inaccessible
Travée	M_t (KN.m)	21.83	13.94	11.40
	μ_{bu}	0.073	0.046	0.0381
	α	0.095	0.059	0.048
	Z (m)	0.173	0.175	0.176
	A (Cm^2)	3.62	2.28	1.86
Appui intermédiaire	M_a (KN.m)	14.47	11.35	6.77
	μ_{bu}	0.315	0.24	0.147
	α	0.49	0.36	0.199
	Z (m)	0.144	0.153	0.166
	A (Cm^2)	2.87	2.11	1.17
Appui de rive	M_a (KNm)	3.27	2.54	1.28
	μ_{bu}	0.071	0.055	0.028
	α	0.092	0.071	0.036
	Z (M)	0.173	0.174	0.177
	A (Cm^2)	0.542	0.417	0.21

• Choix des barres et vérification au cisaillement

Tableau. III.11. Choix des barres de ferrailage et vérification au cisaillement.

Planchers	En travée (cm ²)	En appuis Intermédiaire (cm ²)	En appuis de rive (cm ²)	V _U KN	τ Mpa	$\bar{\tau}$ Mpa
Commerce	2HA12+1HA14=3.8	2HA14=3,08	1HA10=0.79	21.39	1.18	3.33
Habitation	3HA10=2.36	2HA12=2.26	1HA8=0.50	18.24	1.013	3.33
Terrasse inc	3HA12=3.39	1HA10+1HA8=1.29	1HA8=0,50	19.48	1.082	3,33

• Choix des armatures transversales

Pour tous les types de poutrelles on prend :

Armatures transversales : $A_t = 2 \times \phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

L'espaceur : $S_t = 15 \text{ cm}$

• Etat limite de compression de béton

Tableau. III.12. Vérification des états limites de compression du béton.

Planchers	En travée			En appui			$\bar{\sigma}$ Mpa
	M _t KN.m	I cm ⁴	σ Mpa	M _a KN.m	I cm ⁴	σ Mpa	
Commerce	15.34	12317	6.06	10.06	10390	4.27	15
Habitation	10.08	8323	4.74	8.13	8024	3.89	15
Terrasse Inaccessible	8.35	11263.57	3.42	4.91	4938	2.98	15

- Etat limite de déformation

Tableau. III.13.Vérification des états limites de déformation.

Planchers		Commerce	Habitation	Terrasse inaccessible
q_{jser}	KN/m	2.476	2.476	3.28
q_{gser}	KN/m	3.386	3.386	4.244
q_{pser}	KN/m	6.636	4.36	4.894
M_{jser}	KN.m	4.29	4.29	6.5
M_{gser}	KN.m	5.86	5.86	8.42
M_{pser}	KN.m	11.50	7.55	9.70
I_0	Cm ⁴	21123.2	18516.5	20405.4
ρ		0.021	0.013	0.0188
λ_V		0.808	1.30	0.9
λ_i		2.02	3.25	2.26
σ_{sj}	Mpa	68.88	108.93	116.28
σ_{sg}	Mpa	94.20	148.97	150.63
σ_{sp}	Mpa	184.61	191.82	171.71
μ_j		0.535	0.529	0.661
μ_g		0.634	0.629	0.726
μ_p		0.792	0.697	0.757
$I_{f_{ij}}$	Cm ⁴	11156.9	7479.65	9000.48
$I_{f_{ig}}$	cm ⁴	10181.9	6684.03	8499.80
$I_{f_{ip}}$	cm ⁴	8933.1	6228.41	8280.13
$I_{f_{vg}}$	cm ⁴	15359.1	11198	13575.62
f_{ji}	m	0.0021	0.0032	0.0047
f_{gi}	m	0.0032	0.0050	0.0065
f_{pi}	m	0.0073	0.0069	0.0076
f_{gv}	m	0.0065	0.0089	0.012
Δf	m	0.0083	0.0075	0.0084
f_{adm}	m	0.0086	0.0086	0.0092

Schéma de ferrailage des poutrelles

Les différents schémas de ferrailage des différents types de poutrelles sont résumés dans ce qui suit :

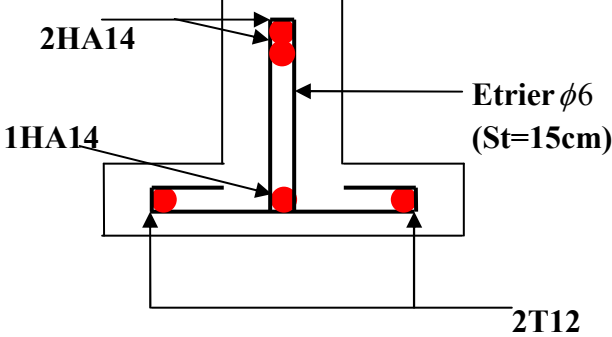
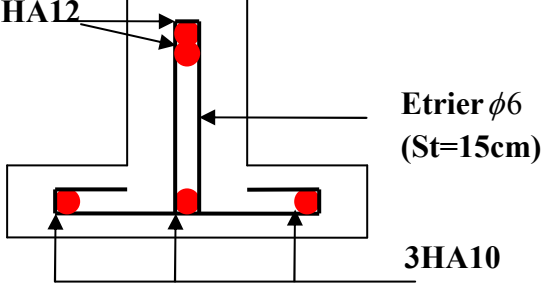
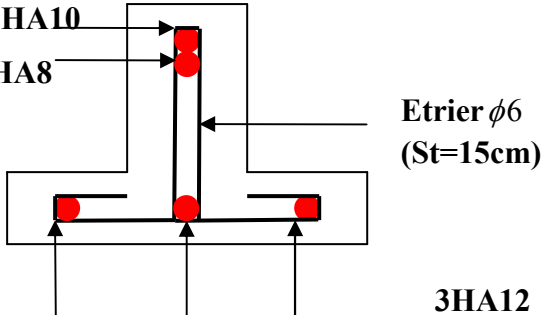
Planchers	Schéma de ferrailage
Commerce	
Habitation	
Terrasse	

Figure III.8. Ferrailage des poutrelles.

III.2.1.8. Ferrailage de la dalle de compression

-Armatures perpendiculaire aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = 1.1 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Avec $b = 1 \text{ ml}$ et $f_e = 235 \text{ Mpa}$

-Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On choisit :

5HA6/ml = 1.41 cm² \perp aux poutrelles $\Rightarrow St=20\text{cm}=20\text{cm}$c'est vérifiée.

4HA6/ml = 1.13 cm² // aux poutrelles $\Rightarrow St=25\text{cm}<30\text{cm}$c'est vérifiée.

-Schéma de ferrailage :

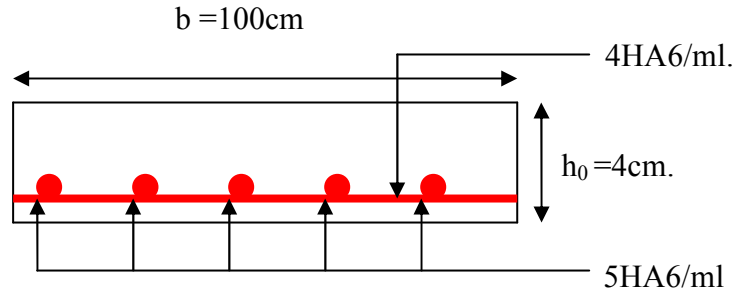


Figure III.9. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3. ETUDE DE L'ACROTÈRE

III.3.1. Hypothèse de calcul

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.

Les charges sur l'acrotère sont comme suit :

$$G=2.13\text{KN/ml}.$$

$$Q=1\text{KN/ml}.$$

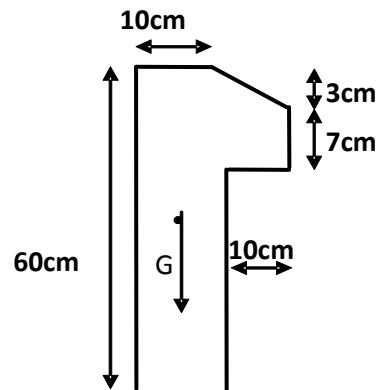


Figure III.10. Vue en plan d'un acrotère.

III.3.2. La force sismique

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad (\text{Art 6.2.3})$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A= 0.15$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.13 = 1.02\text{KN}$$

Le centre de gravité de la section est $G(x_G; y_G)$

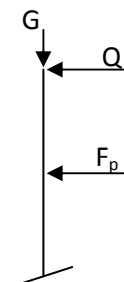


Figure III.11. Schéma statique de l'acrotère.

$$\begin{cases} x_G = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A} = 6.20cm. \\ y_G = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A} = 33.01cm. \end{cases}$$

III.3.3. Calcul des sollicitations

L'acrotère est soumise à :

$$\begin{aligned} N_G &= 2.13KN. & M_G &= 0 \\ N_Q &= 0 & M_Q &= Q \times h = 0.6KN.m \\ N_E &= 0 & M_E &= F_p \times y_G = 0.34KN.m \end{aligned}$$

III.3.4. Combinaisons d'actions

Tableau. III.14. Combinaison d'action.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2.13	2.87	2.13
M (KN.m)	0.94	0.90	0.60

III.3.5. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

La combinaison à considérer est : 1.35G + 1.5Q.

$$\begin{aligned} N_u &= 2.87KN. \\ M_u &= 0.9KN.m \end{aligned}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.31m \\ \frac{h}{6} = 0.1m \end{cases}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ le centre de la pression se trouve en dehors de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 telle que :

- e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.
- e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = 2cm.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad (\text{Art A.4.3.5})$$

Avec : $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : Est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2m$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

Donc:

$$e_2 = 0.86cm.$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.34m.$$

III.3.6. Ferrailage de la section

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 2.87KN.$$

$$M_u = N_u \times e = 0.97KN.m.$$

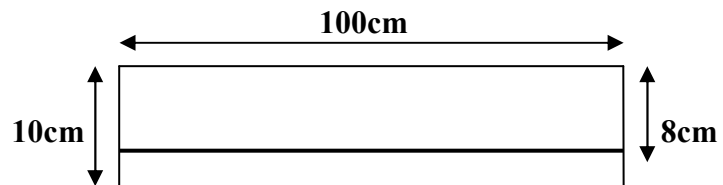


Figure III.12. Section à ferrailler

Selon le **BAEL 91**

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 1.05KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 1.15 \times 10^{-2} ; \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$D'où : \alpha = 1.44 \times 10^{-2}, \quad z = 0.078m, \quad A = 0.38cm^2.$$

Donc, la section à la flexion composée est :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.279cm^2.$$

III.3.7. Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.96 \text{cm}^2.$$

On remarque que $A_s < A_{\min}$ donc on prend $A_{\min} = 0.96 \text{cm}^2$.

Soit : $4\text{HA}8 = 2.01 \text{cm}^2 \Rightarrow St = 25 \text{cm}$

- Armatures de répartition [5]

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{cm}^2 \Rightarrow 4T6 = 1.13 \text{cm}^2 / \text{ml.} \Rightarrow St = 25 \text{cm}.$$

b) Vérification des espacements

Les armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{cm}$ C'est vérifiée

Les armatures de répartition : $St \leq \frac{60}{3} = 20 \text{cm}$ C'est vérifiée

c) Vérification au cisaillement

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$V_u = F_p + Q = 2.02 \text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.025 \text{MPa}.$$

$$\overline{\tau_u} < \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2.5 \text{MPa}.$$

On a $\tau_u = 0.025 \text{MPa} < \overline{\tau_u}$ C'est vérifiée.

III.3.8. Vérifications à l'ELS

a) Etat limite de compression de béton

Art (IV.1)

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y_{ser}. \quad \text{Avec : } \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y_{ser}). \quad \text{Avec : } \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.63 \text{MPa}.$$

$$\text{Avec : } \mu_t = \frac{b}{2} \times y_{ser}^2 + 15 \times A' \times (y_{ser} - d') - 15 \times A \times (d - y_{ser}).$$

Détermination de y_{ser} :

$$c = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = -0.232 \text{m}.$$

Calcul de y_c telle que : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$ (*)

Avec :

$$p = -3 \times c^2 - 90 \times A' \times \frac{(c-d')}{b} + 90 \times A \times \frac{(d-c)}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A' \times \frac{(c-d')^2}{b} - 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b}$$

On a : $A' = 0$, $A = 2.01 \times 10^{-4} m^2$, $b = 1m$ et $c = -0.232m$.

Donc on trouve :

$P = -0.15$ et $q = -0.11$.

Après résolution de l'équation (*) on trouve : $y_c = 0.58m \Rightarrow y_{ser} = y_c + c = 0.35m$.

D'où : $\mu_t = 0.062m^3$.

$\sigma_{bc} = 0.012MPa < 15MPa$C'est vérifiée.

$\sigma_{st} = 0.14MPa < 201.63MPa$C'est vérifiée.

III.3.9. Schéma de ferrailage de l'acrotère

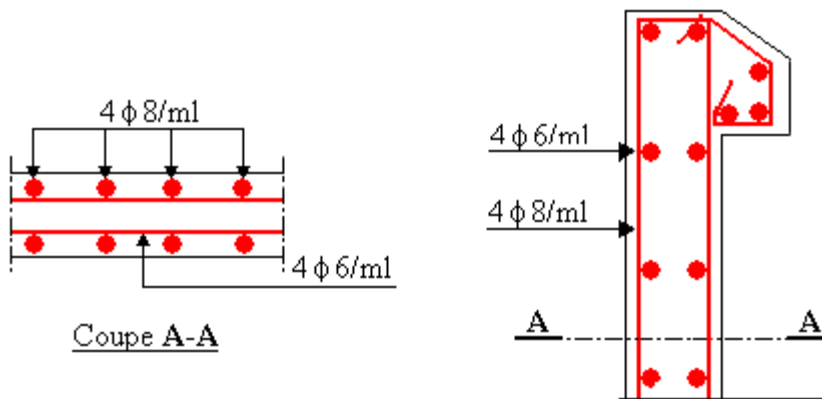


Figure III.13. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.4. Etude des dalles pleines

On a deux types de dalle pleine (la dalle inaccessible et les balcons)

III.4.1. Dalle inaccessible

On ferraille la dalle inaccessible avec le cas le plus défavorable qui est le suivant :

Dalle sur trois appuis

On utilise la théorie des lignes de rupture et on détermine les moments isostatiques

- Calcul de ρ :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.44 > 0.4.$$

La dalle travaille dans les deux sens (x et y).

$$l_x = 2m < \frac{l_y}{2} = 2.275m$$

On a :

$$G = 7.43 \text{KN/m}^2$$

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

▪ L'ELU

- Calcul des sollicitations

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.53 \text{KN/ml.}$$

- Calcul des moments isostatiques

$$l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{q_u \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2q_u \times l_x^3}{3} = 43.43 \text{KN.m.} \\ M_0^y = \frac{q_u \times l_x^3}{6} = 15.37 \text{KN.m.} \end{cases}$$

- Calcul des moments réels

En travée

$$M_t^x = 0.85M_0^x = 36.91 \text{KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.85M_0^y = 13.07 \text{KN.m.}$$

En appui

$$M_x^a = M_y^a = 0.3M_0^x = 13.03 \text{KN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 7.68 \text{KN.}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 4.72 \text{KN.}$$

- Ferrailage

Pour une bande de 1 m à la flexion simple.

Sens x-x : la section à ferrailer est : $l_y \times e$.

Sens y-y : la section à ferrailer est : $l_x \times e$.

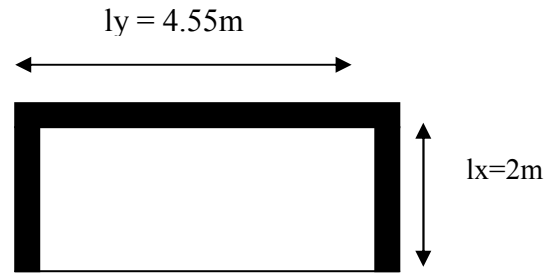


Figure III.14. Dalle sur trois appuis.

Le diamètre des armatures :

$$\Phi \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15mm \text{ .Soit } \Phi = 12mm$$

$d_x = e - c$, (c = 2cm enrobage).

$d_y = d_x - \phi$, (ϕ : diamètre choisit pour A_x).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau. III.15. Résultats du Calcul de ferrailage.

		μ_{bu}	α	z (m)	A (cm ² /ml)
En Travée	Sens x-x	0.154	0.210	0.119	8.91
	Sens y-y	0.0545	0.07	0.126	2.97
En appui		0.0544	0.07	0.126	2.96

• **Vérification à l'ELU**

- **Condition de non fragilité**

Sens x-x

$\rho_0 = 0.0008$ pour FeE400.

$$\begin{cases} e = 15m \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow A_{min}^{tx} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = 1.536cm^2 / ml.$$

$A_{cal}^{tx} > A_{min}^{tx}$. \Rightarrow On ferraille avec A_{cal}^{tx} .

On choisit pour A^{tx} : 10T12=11.32cm²/ml, avec un espacement de 10cm.

Sens y-y :

$$\begin{cases} e = 15cm \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow A_{min}^{ty} = \rho_0 \times b \times e = 0.6cm^2 / ml.$$

$A_{cal}^{ty} > A_{min}^{ty}$.

On ferraille avec A_{cal}^{ty} .

On choisit pour A^{ty} : 5HA10=3.93cm²/ml, avec un espacement de 20cm

On choisit pour A^a : 5HA10=3.93cm²/ml.

- Il faut toujours vérifier que : $A^{ty} = 3.14 > \frac{A^{tx}}{4} = 2.82cm^2 / ml$vérifiée.

- **Vérification de l'espacement**

Sens x-x : $St \leq \min(3e, 33cm) \Rightarrow St = 10 < 33cm$Vérifiée.

Sens y-y : $St \leq \min(4e, 45cm) \Rightarrow St = 20 < 45cm$Vérifiée.

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = 0.059 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

▪ **L'ELS**

- Calcul des sollicitations

$$q_s = G + Q = 8.43 \text{ KN/ml.}$$

- Calcul des moments isostatiques

$$l_x < l_y / 2 \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = ((p l_x^2 l_y) / 2) - (2 p l_x^3 / 3) = 31.75 \text{ KN.m} \\ M_0^y = p l_x^3 / 6 = 11.235 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée

$$M_{iser}^x = 0.85 \times M_x^0 = 26.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{iser}^y = 0.85 \times M_y^0 = 9.55 \text{ KN.m}$$

En appuis

$$M_{xser}^a = M_{yser}^a = 0.3 M_x^0 = 9.52 \text{ KN.m.}$$

• **Vérification à l'ELS**

- Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ avec : } \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

Les résultats de la vérification des contraintes sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau. III.16. Vérification des contraintes.

		Ms(KN.m)	Y (m)	d (m)	I×10 ⁻⁴ (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)
En travée	Sens x-x	26.99	0.051	0.13	1.5007	9.27	211..54
	Sens y-y	9.55	0.016	0.13	0.7808	1.728	209.023
En appui		9.52	0.033	0.13	0.6742	4.76	204.086

Remarque : On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s . Donc on va calculer :

$$A = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_{st} \times d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}$$

Avec : $\alpha = \sqrt{90 \times \beta \times \left(\frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}\right)}$ et $\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$

Donc on aura les ferrillages suivants :

- A = 11.90 cm² donc on choisit **6HA16/ml=12.06cm²** en travée dans le sens x-x, ce qui nous à donner une contrainte dans l'acier : **σ_s=199.13 MPa ≤ 201.63 Mpa.**
- A = 3.99 cm² donc on choisit **4HA12/ml=4.52cm²** en travée dans le sens y-y, ce qui nous à donner une contrainte dans l'acier : **σ_s=179 MPa ≤ 201.63 Mpa.**
- A = 3.97 cm² donc on choisit **4HA12/ml=4.52cm²** en travée dans le sens x-x, ce qui nous à donner une contrainte dans l'acier : **σ_s=178.47 MPa ≤ 201.63 Mpa.**

Vérification de la flèche

Les résultats de calcul de la flèche sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .III.17. Calcul de la flèche.

	f _{gv} (cm)	f _{ji} (cm)	f _{pi} (cm)	f _{gi} (cm)	Δ f (cm)	f _{adm} (cm)	Observation
Sens x-x	0.37	0.19	0.225	0.19	0.21	0.4	Vérifiée
Sens y-y	0.68	0.32	0.44	0.32	0.47	0.91	vérifiée

- Schéma de ferrillage

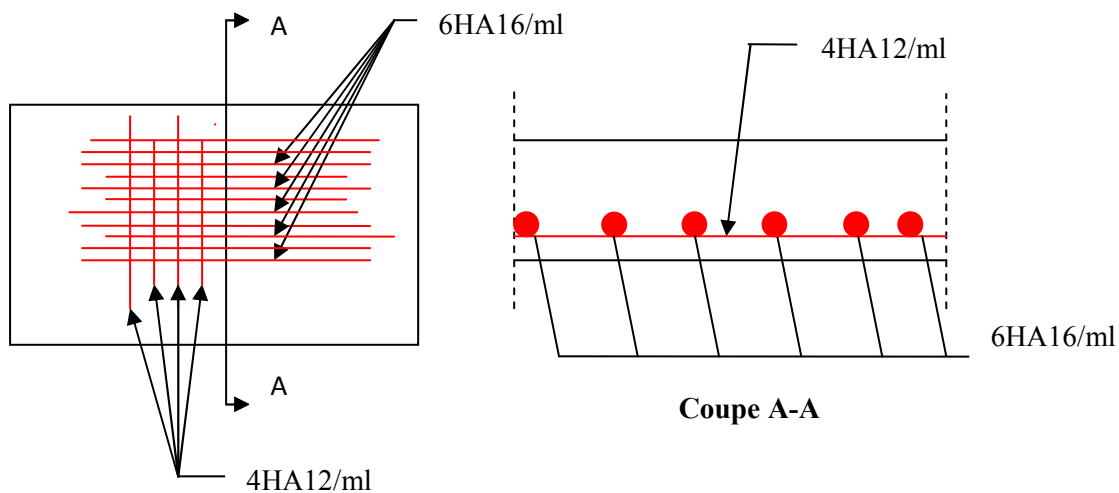


Figure III.15. Schéma de ferrillage de la dalle sur trois appuis.

III.4.2. Balcons

On a deux types de balcons (sur deux et sur trois appuis)

- **Dalle sur deux appuis**

- Calcul de ρ :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.45 > 0.4.$$

La dalle travaille dans les deux sens (x et y).

On a: $G = 4.36 \text{KM/m}^2$

$Q = 3.5 \text{KN/m}^2$

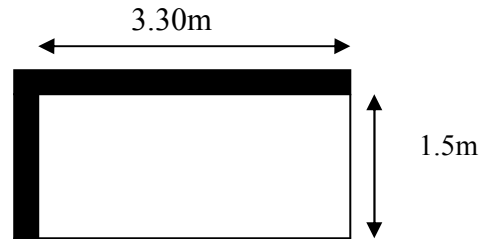


Figure III.16. Dalle sur deux appuis.

A L'ELU

Calcul des sollicitations

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.13 \text{KN/ml.}$$

- Calcul des moments Art (IV.3)

1^{ère} étape : en considérant que la dalle est simplement appuyée. D'après l'abaque (Annexe 2)
 $\mu_x = 0.1036, \mu_y = 0.2500.$

$$M_x^0 = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 2.59 \text{KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.65 \text{KN.m}$$

2^{ème} étape : calcul des moments réels.

➤ **En travée**

$$M_t^x = 0.85 \times M_x^0 = 2.20 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y^0 = 0.55 \text{KN.m}$$

➤ **En appuis**

$$M_x^a = M_y^a = 0.3M_x^0 = 0.77 \text{KN.m.}$$

- Calcul de l'effort tranchant [5]

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 5.56 \text{KN.}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 6.80 \text{KN.}$$

- Ferrailage

Pour une bande de 1m à la flexion simple.

La section à ferrailer est : $b \times e$.

Le diamètre des armatures :

$$\Phi \leq \frac{h}{10} = \frac{120}{10} = 12mm \text{ .Soit } \Phi = 12mm$$

$d_x = e - c$, ($c = 2cm$ enrobage).

$d_y = d_x - \phi$, (ϕ : diamètre choisit pour A_x).

Tableau. III.18. Résultats du calcul de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.

		μ_{bu}	α	$z(m)$	Acal (cm²/ml)
En travée	Sens x-x	0.015	0.0196	0.099	0.64
	Sens y-y	0.0038	0.0048	0.099	0.158
En appui		0.0055	0.0069	0.099	0.224

• **Vérification à l'ELU**

- Condition de non fragilité

Sens x-x

$\rho_0 = 0.0008$ pour $FeE400$.

$$\begin{cases} e = 12m \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow A_{min}^{tx} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = 1.21cm^2 / ml.$$

$$A_{cal}^{tx} < A_{min}^{tx}.$$

On ferraille avec A_{min}^{tx} .

On choisit pour A^{tx} : 5HA6=1.41cm²/ml, avec un espacement de 20cm.

Sens y-y

$$\begin{cases} e = 12cm \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow A_{min}^{ty} = \rho_0 \times b \times e = 0.96cm^2 / ml.$$

$$A_{cal}^{ty} < A_{min}^{ty}.$$

On ferraille avec A_{min}^{ty} .

On choisit pour A^{ty} : 4HA6=1.13cm²/ml, avec un espacement de 25cm

On choisit pour A^a : 5HA6= 1.41cm²/ml.

- Il faut toujours vérifier que : $A^{ty} = 1.13 > \frac{A^{tx}}{4} = 0.35cm^2 / ml \dots\dots \text{vérifiée.}$

- Vérification de l'espace Art (II.1.3) [1]

Sens x-x : $St \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow St = 20 < 33\text{cm}$ Vérifiée.

Sens y-y : $St \leq \min(4e, 45\text{cm}) \Rightarrow St = 25 < 45\text{cm}$ Vérifiée.

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = 0.068\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

▪ **L'ELS**

- Calcul des sollicitations

$$q_s = G+Q = 7.86\text{KN/ml.}$$

$$\mu_x = 0.1063, \mu_y = 0.3234$$

$$M_x^0 = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 1.88\text{KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.60\text{KN.m}$$

En travée

$$M_{tser}^x = 0.85 \times M_x^0 = 1.60\text{KN.m}$$

$$M_{tser}^y = 0.85 \times M_y^0 = 0.51\text{KN.m}$$

En appuis

$$M_{xser}^a = M_{yser}^a = 0.3M_x^0 = 0.56\text{KN.m.}$$

• **Vérification à L'ELS**

- Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ avec : } \bar{\sigma}_{st} = 201.63\text{MPa.}$$

Tableau. III.19. Calcul du ferrailage.

		M _s (KN.m)	Y (m)	d (m)	I×10 ⁻⁴ (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)
En travée	Sens x-x	1.60	0.0185	0.10	0.161	1.835	120.802
	Sens y-y	0.51	0.0160	0.10	0.133	0.651	48.43
En appui		0.56	0.0185	0.10	0.161	0.647	42.636

D'après les résultats du tableau : (σ_{bc} < σ̄_{bc} et σ_{st} < σ̄_{st}).

-Vérification de la flèche

Les résultats de calcul de la flèche sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. III.20. Calcul de la flèche.

	f_{gv} (cm)	f_{ji} (cm)	f_{pi} (cm)	f_{gi} (cm)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)	$\Delta f < f_{adm}$
Sens x-x	0.0113	0.0037	0.0068	0.0038	0.010	0.30	Vérifiée
Sens y-y	0.0178	0.0059	0.0100	0.0059	0.016	0.66	vérifiée

Schéma de ferrailage

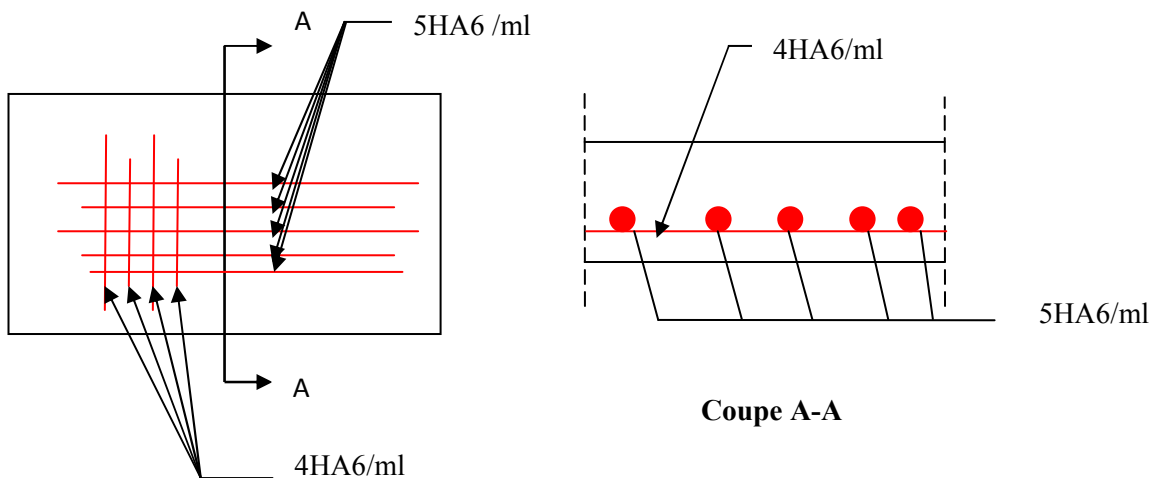


Figure III.17. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.

• Dalle sur trois appuis

On utilise la théorie des lignes de rupture et on détermine les moments isostatiques.

- Calcul de ρ :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.285 < 0.4.$$

La dalle travaille dans un seul sens.

$$l_x = 1m < \frac{l_y}{2} = 1.75m$$

On a :

$$G = 4.36KN/m^2$$

$$Q = 3.50KN/m^2$$

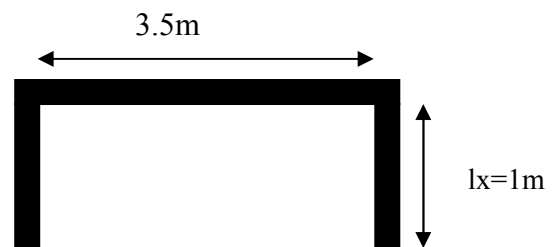


Figure III.18. Dalle sur trois appuis.

- L'ELU

- Calcul des sollicitations

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.136 \text{ KN/ml.}$$

- Calcul des moments isostatiques

$$l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{q_u \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2q_u \times l_x^3}{3} = 12.064 \text{ KN.m.} \\ M_0^y = \frac{q_u \times l_x^3}{6} = 1.856 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

- Calcul des moments réels

En travée

$$M_t^x = 0.85M_0^x = 10.25 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.85M_0^y = 1.57 \text{ KN.m.}$$

En appui

$$M_x^a = M_y^a = 0.3M_0^x = 3.62 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant

$$\rho < 0.4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} = 5.568 \text{ KN.} \\ V_y = 0 \end{cases}$$

- Ferrailage

Pour une bande de 1 m à la flexion simple.

Sens x-x : la section à ferrailer est : $l_y \times e$.

Sens y-y : la section à ferrailer est : $l_x \times e$.

Le diamètre des armatures :

$$\Phi \leq \frac{h}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ mm. Soit } \Phi = 12 \text{ mm}$$

$d_x = e - c$, ($c = 2 \text{ cm}$ enrobage).

$d_y = d_x - \phi$, (ϕ : diamètre choisit pour A_x).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau. III.21. Résultats du Calcul de ferrailage.

		μ_{bu}	α	z (m)	A (cm ² /ml)
En travée	Sens x-x	0.072	0.094	0.096	3.06
	Sens y-y	0.011	0.014	0.099	0.45
En appui		0.025	0.032	0.098	1.054

• Vérification à l'ELU

- Condition de non fragilité

Sens x-x

FeE400.

$$\begin{cases} e = 12m \\ \rho < 0.4 \end{cases} \Rightarrow A_{\min}^{tx} = b \times 8 \times e = 0.96cm^2 / ml.$$

$A_{cal}^{tx} > A_{\min}^{tx}$. \Rightarrow On ferraille avec A_{cal}^{tx} .

On choisit pour A^{tx} : 4T10=3.19cm²/ml, avec un espacement de 25cm.

Sens y-y :

$$\begin{cases} e = 12cm \\ \rho < 0.4 \end{cases} \Rightarrow A_{\min}^{ty} = 0.$$

$A_{cal}^{ty} > A_{\min}^{ty}$.

On ferraille avec A_{cal}^{ty} .

On choisit pour A^{ty} : 4HA8=2.01cm²/ml, avec un espacement de 25cm

On choisit pour A^a : 4HA8=2.01cm²/ml. avec un espacement de 25cm

- Il faut toujours vérifier que : $A^{ty} = 3.14 > \frac{A^{tx}}{4} = 0.79cm^2 / ml.....v\u00e9rifi\u00e9e.$

- Vérification de l'espacement

Sens x-x : $St \leq \min(3e, 33cm) \Rightarrow St = 25 < 33cm.....V\u00e9rifi\u00e9e.$

Sens y-y : $St \leq \min(4e, 45cm) \Rightarrow St = 25 < 45cm.....V\u00e9rifi\u00e9e.$

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = 0.055MPa < \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 MPaV\u00e9rifi\u00e9e$$

▪ L'ELS

- Calcul des sollicitations

$$q_s = G + Q = 7.86KN/ml.$$

- Calcul des moments isostatiques

$$l_x < l_y / 2 \implies \begin{cases} M_0^x = ((p l_x^2 l_y) / 2) - (2 p l_x^3 / 3) = 8.51 \text{ KN.m} \\ M_0^y = p l_x^3 / 6 = 1.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée

$$M_{tser}^x = 0.85 \times M_x^0 = 7.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{tser}^y = 0.85 \times M_y^0 = 1.11 \text{ KN.m}$$

En appuis

$$M_{xser}^a = M_{yser}^a = 0.3 M_x^0 = 0.25 \text{ KN.m.}$$

• **Vérification à l'ELS**

- Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ avec : } \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

Les résultats de la vérification des contraintes sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau. III.22. Vérification des contraintes.

		Ms(KN.m)	Y (m)	d (m)	I×10 ⁻⁴ (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)
En travée	Sens x-x	7.23	0.0343	0.100	0.5229	4.76	136.237
	Sens y-y	1.11	0.055	0.100	1.34	0.317	3.818
En appui		0.25	0.0258	0.100	0.305	2.163	93.174

D'après les résultats du tableau : ($\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$).

Vérification de la flèche

Les résultats de calcul de la flèche sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. III.23. Calcul de la flèche.

	f _{gv} (cm)	f _{ji} (cm)	f _{pi} (cm)	f _{gi} (cm)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)	Observation
Sens x-x	0.025	0.0097	0.04	0.009	0.045	0.2	Vérifiée
Sens y-y	0.042	0.014	0.025	0.014	0.04	0.7	vérifiée

- Schéma de ferrailage

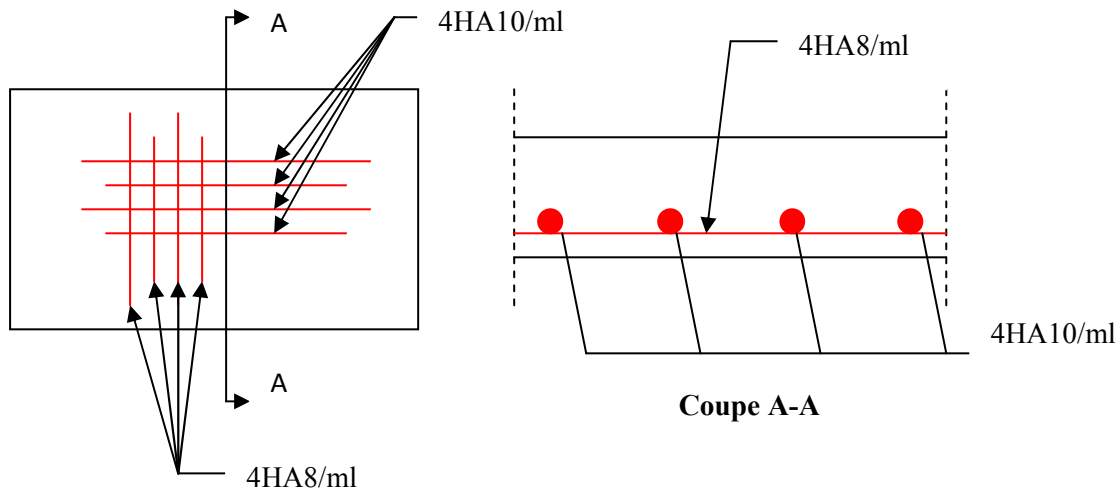


Figure III.19. Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.

III.5. Etude des escaliers :

III.5.1 Type 1 :

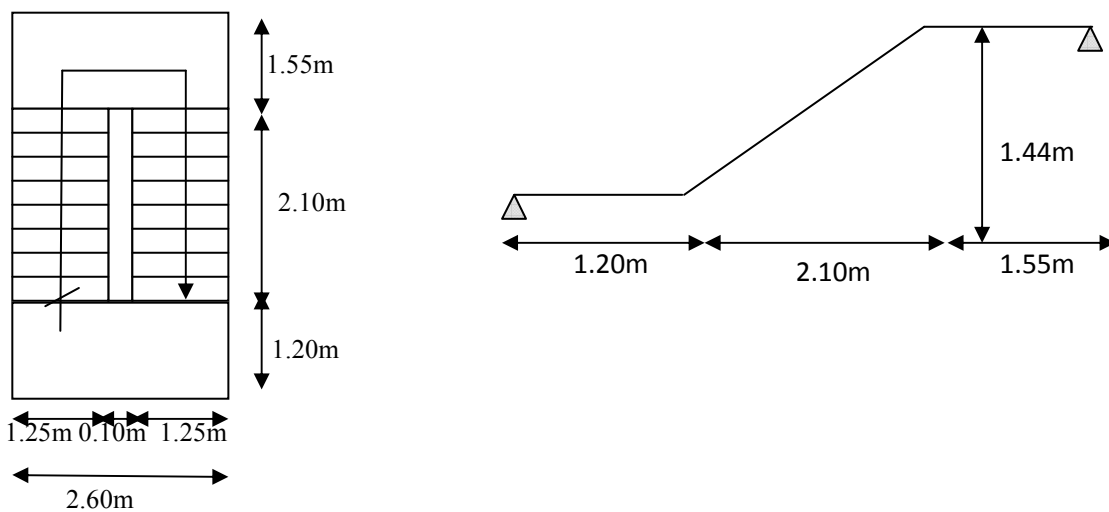


Figure.III.20 Schéma statique d'escalier type 01.

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ deux paliers d'épaisseur 15 cm.
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 15cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 18cm.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

❖ Charges et surcharges :

Palier : $G_{palier} = 5.27 \text{ KN} / \text{m}^2$

Volée : $G_{paillasse} = 7.97 \text{ KN} / \text{m}^2$

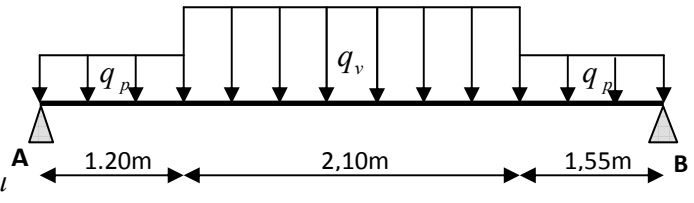
$Q_{escalier} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$

❖ Moments et efforts tranchants :

a) l'ELU :

$q_v = 1.35 \times 7.97 + 1.5 \times 2.5 = 14.51 \text{ KN} / \text{ml}$

$q_p = 1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 2.5 = 10.86 \text{ KN} / \text{ml}$



Par la méthode RDM on trouve :

$R_A = 30.45 \text{ KN}$

$R_B = 29.90 \text{ KN}$

$M_0 = 39.16 \text{ KN.m}$

$M_t^{\text{max}} = 29.37 \text{ KN.m}$

$M_a = 19.58 \text{ KN.m}$

$V_{Elu} = 30.45 \text{ KN}$

Figure.III.21.Schéma statique avec chargement

b) l'ELS :

$q_v = 7.97 + 2.5 = 10.47 \text{ KN} / \text{m}$

$q_p = 5.27 + 2.50 = 7.77 \text{ KN} / \text{m}$

Après calcul on trouve :

$R_A = 21.88 \text{ KN}$

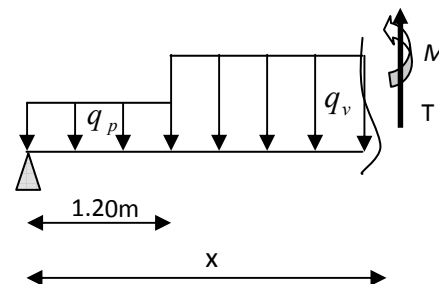
$R_B = 21.47 \text{ KN}$

$M_0 = 28.19 \text{ KN.m}$

$M_t^{\text{max}} = 23.96 \text{ KN.m}$

$M_a = 11.28 \text{ KN.m}$

$V_{ser} = 21.88 \text{ KN}$



III.5.1.1. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

En travée: $M_t = 29.37 \text{ KN.m}$

En appuis: $M_a = 19.58 \text{ KN.m}$

$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm.} \\ d = 13 \text{ cm.} \\ h = 15 \text{ cm.} \end{array} \right.$

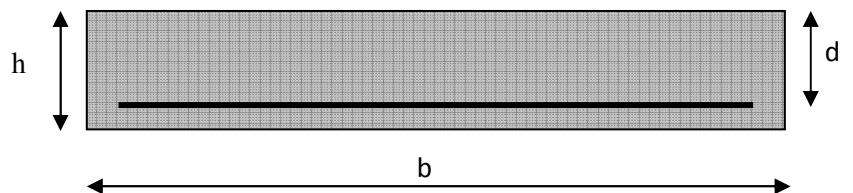


Figure.III.22. Section à ferrailé

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau. III.24. Résumé des résultats de ferrailage

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	A_{CAL} (cm^2/ml)	$A_{Adopté}$ (cm^2/ml)
En travée	29.37	0.123	0.164	0.121	6.95	5HA14=7.70
En appuis	19.58	0.082	0.106	0.124	4.52	4HA12=4.52

III.5.1.2. Vérification à l'ELU et à l'ELS :

a) Vérification à l'ELU

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 . b . d . f_{t28} / f_e = 0,23 . 1,0 . 13,2 . 1 / 400 = 1,57 cm^2 / ml.$$

On a : $A > A_{min}$ Condition vérifiée.

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 3,33MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{30,54 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,23MPa < \bar{\tau}_u. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (30,45 \times 10^{-3} - \frac{29,37 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,13}) \times \frac{1,15}{400} = -0,0006m^2$$

✓ Calcul des armatures de répartition :

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,93cm^2 / m$ on choisie : 4HA8 = 2.01cm²/m

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13cm^2 / m$ on choisie : 4HA8 = 2.01cm²/m

✓ Ecartement des barres :

Armatures longitudinales : $S_l \leq (3 \times h; 33)cm = 45cm$

Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times h; 45)cm = 60cm$

b) Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83 MPa \quad \text{avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9 \cdot d \cdot \sum U_i$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 5 \times 1.4 \times 3.14 = 22 cm.$$

$$\tau_u = \frac{21.88 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 22 \times 10^{-2}} = 0.85 MPa.$$

$$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. III.25. Vérification des contraintes

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	11.28	5400	3	6.27	15
Travées	23.96	8174.8	3.70	10.93	15

✓ Vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \quad (3)$$

(1) : 0.031 < 0.0625 condition non vérifiée.

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{L}{500}$,
ce qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 0.97cm$

• **Données de calcul**

$y = 3.70 \text{ cm}$; $I = 8174.5\text{cm}^2$; $E_i = 32456.60\text{Mpa}$; $E_v = 10818.86\text{Mpa}$; $A_s = 7.70\text{cm}^2$

➤ Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche :

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 100 \times 15 + 15 \times 7.70 = 1615.5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1615.5} \times \left(\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 7.7 \times 13 \right) = 7.89 \text{ cm}$$

$$V_2 = 15 - 7.89 \Rightarrow V_2 = 7.11 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (7.89^3 + 7.11^3) + 15 \times 7.7 \times (7.11 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 37938.74 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{7.7}{100 \times 13} = 0.0059$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0036 \times (2 + 3)} = 3.56$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.42$$

$$q_{vj} = 3.75 \text{ KN/m} ; q_{pj} = 5.27 \text{ KN/m} ; M_{sej} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{sej} = 8.27 \text{ KN.m}$$

$$q_{vg} = 3.75 \text{ KN/m} ; q_{pg} = 7.97 \text{ KN/m} ; M_{serg} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 13.57 \text{ KN.m}$$

$$q_{vp} = G + Q = 5.27 + 2.5 = 7.77 \text{ KN/m} ; q_{pp} = G + Q = 7.97 + 2.5 = 10.47 \text{ KN/m}$$

$$M_{serp} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 19.08 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de σ_s :** $\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow$

$$\sigma_{sj} = 93.24 \text{ Mpa} ; \sigma_{sg} = 135.02 \text{ Mpa} ; \sigma_{sp} = 215.17 \text{ MPa}$$

• **Calcul de I_f :** $I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} \Rightarrow$

$$I_{fij} = 138062 \text{ cm}^4 ; I_{fig} = 92561 \text{ cm}^4 ; I_{fip} = 76809 \text{ cm}^4 ; I_{fvg} = 139328 \text{ cm}^4$$

• **Calcul de f :** $f = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_f} \Rightarrow$

$$f_{ij} = 0.043 \text{ cm} ; f_{gi} = 0.106 \text{ cm} ; f_{gv} = 0.212 \text{ cm} ; f_{pi} = 0.180 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} \Rightarrow \Delta f = 0.243 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.243 \text{ cm} < f_{adm} = 0.97 \text{ cm}, \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

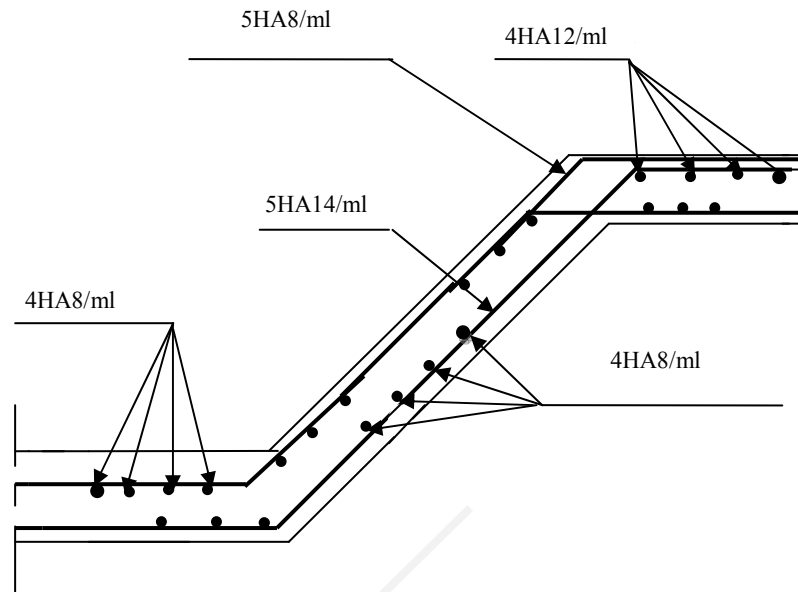


Figure.III.23. schéma de ferrailage des volées de l'escalier du type 01

III.5.1.3. Etude de la poutre palière

a) Dimensionnement

Condition de la flèche :

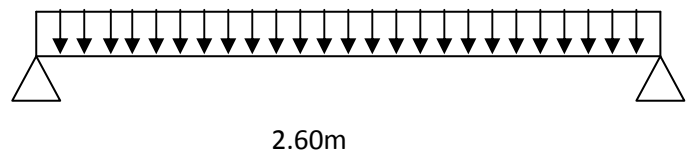


Figure.III.24. Schéma statique de la poutre palière

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 17.33cm < h < 26cm$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad (RPA.VII.7.5)$$

On prend : h=35cm ; b=30cm.

b) **Les charges sur la poutre :** g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.63KN/m$$

$$\text{Poids propre du mur : } g_m = 2.81 \times \left(\frac{2.88 - 0.35}{2} \right) = 3.55KN/ml$$

c) **Les sollicitations de la poutre palière**

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B(Figure III.2.3)

Tableau. III.26. Les sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
$R_B = 29.90KN$	$R_B = 21.47KN$
$P_u = 1.35(g_0 + g_m) + R_B$	$P_s = (g_0 + g_m) + R_B$
$P_u = 38.24KN/m$	$P_s = 27.65KN/m$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 10.77KN.m$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 7.79KN.m$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -21.54KN.m$	$M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -15.58KN.m$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 49.71KN$	$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 27.91KN$

d) Calcul de la section d'armature à la flexion simple

Tableau. III.27. ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{flexion}^{CAL}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
En travée	10.77	0.024	0.031	31.60	0.97	1.15
En appuis	21.54	0.049	0.063	31.19	1.99	1.15

- Exigence du RPA Art7.5.2.1 : $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 5.25cm^2$

Donc $A > A_{min} = 5.25 cm^2$ Soit : $A^t = A^a = 3HA10 + 3HA12 = 5.74 cm^2$

e) Vérification à l'ELU

- l'effort tranchant

$$V_u = 49.71KN \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.517 \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 4MPa\right) = 3.33MPa \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

-Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (49.71 \times 10^{-3} - \frac{10.77 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.32}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = 3.96cm^2 \text{ Vérifier.}$$

f) Calcul de l'espace St

$$S_t \leq \min(0,9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 28.8 \text{ On opte : } S_t=15cm \text{ en travée et } S_t=10cm \text{ en appui}$$

• Calcul des armatures transversales à la flexion simple

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_l^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 12mm ; \text{ On prend: } S_t=15cm$$

$$A_t \geq b \times S_t \times \frac{(\tau_u - 0,3 \times f_{tj})}{0,8 \times f_e} = \frac{0,30 \times 0,15 \times (0,517 - 0,3 \times 2,1)}{0,8 \times 400}$$

$$A_t \geq -0,158 \text{ cm}^2.$$

On adopte un cadre de 1HA8=1,004 cm² avec un espacement S_t=15 cm

III.5.1.4. Calcul de la section d'armature à la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier (Figure III.21).

$$M^{torsion} = M_b^a = 19.58KN.m$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section **BAEL (ChapI.II.b)**

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_I : section d'acier

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5cm$$

$$\Omega = (0,30 - 0,05) \times (0,35 - 0,05) = 0,075m^2$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(0,30 - 0,05) + (0,35 - 0,05)] = 1,1m$$

$$A_{torsion} = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{19,58 \times 10^{-3} \times 1,1 \times 1,15}{2 \times 0,075 \times 400} = 4,13cm^2$$

$$A_{torsion} = 4,13cm^2$$

$$\text{Soit : } A_{tor}^{adop} = 3HA12 + 2HA10 = 4,97 \text{ cm}^2$$

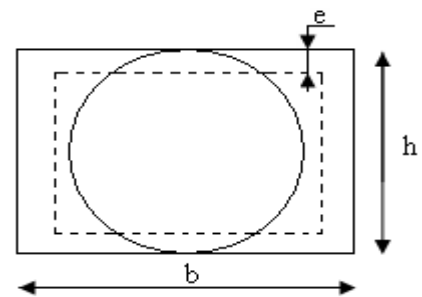


Figure.III.25. Section creuse équivalente

a).Calcul des armatures transversales a la torsion

Soit $S_t=15\text{cm}$ en travée et 10cm en appuis

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{19.58 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 348} \Rightarrow A_t = 0.65 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t=1.35 + 0.65 = 2\text{cm}^2$; Soit un cadre et un étrier $\text{Ø}8$; $4\text{HA}8=2.01\text{cm}^2$

b). La section d'armatures finale (en travée et en appui)

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 5.74 + \frac{4.97}{2} \Rightarrow A^t = 8.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.1 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{adop}^t = A_{adop}^a = 3\text{HA}16 + 3\text{HA}14 = 10,65 \text{ cm}^2.$

La section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_t = 0,502 + 1,58 = 2,082 \text{ cm}^2 .$$

On opte : $A_T^{adop} = 2\text{HA}10 + 2\text{HA}8 = 2,58 \text{ cm}^2$ (cadre $\Phi 8$ et épingle $\Phi 10$)

c).Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$ BAEL (ChapI.III)

On a $V_{\max} = 49.71\text{KN}$; $\tau_{flexion} = 0.517\text{MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{19.58 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 2.61\text{MPa}$$

D'où $\tau_u = 2.66\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = \min(0,2 f_{c28}; 4\text{Mpa}) = 4\text{Mpa}$ Condition vérifiée

d).Vérification à ELS

- **Etat limite de compression de béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton

est inférieure où égale à la contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau. III.28. Vérification des contraintes du béton à l'E.L.S.

Elément	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Travée	23.97	3.73	81474.8	10.93	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	11.28	3	5400	6.26	15	vérifiée

• **État limite de déformation**

✓ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} = \frac{0,35}{2,60} = 0,135 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{l} = 0,135 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,085 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{5,74}{30 \times 32} = 0,0059 < \frac{f_{bu}}{f_e} = \frac{2,6}{400} = 0,0065 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

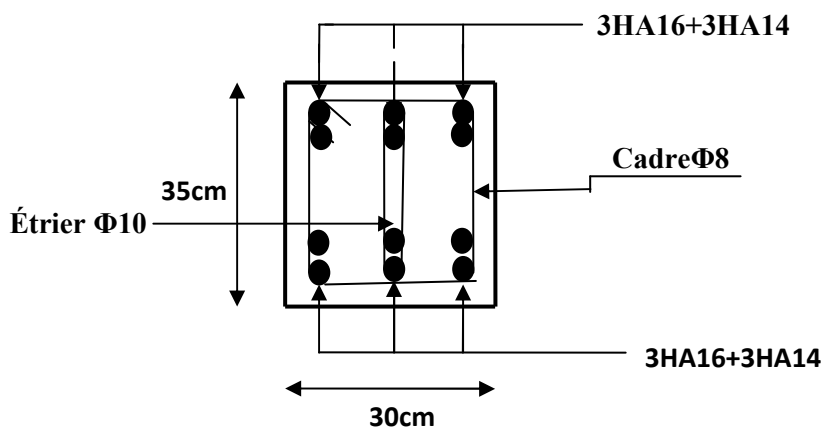


Figure.III.26.Ferrailage de la Poutre palière (travée et appui)

III.5.2.Type 2

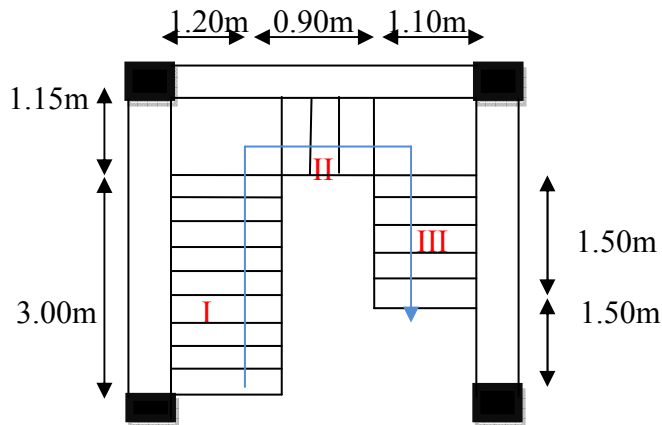


Figure.III.27.Vue en plan de l'escalier de type 2

III.5.2.1.Volé I : les calculs se fait comme le type 01

➤ Pour la volée :

ELU : $qu = 1.35G + 1.5Q = 14.51 \text{KN/m}$

ELS : $qs = G + Q = 10.47 \text{KN/m}$

➤ Pour le palier :

ELU : $qu = 1.35G + 1.5Q = 10.86 \text{KN/m}$

ELS : $qs = G + Q = 7.77 \text{KN/m}$

On procède aux mêmes étapes de calcul que le type 01

III.5.2.1.1 Sollicitations

Tableau. III.29. Vérification de la section a l'ELU de la vole I.

	$R_A(\text{KN})$	$R_B(\text{KN})$	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$V_u(\text{KN})$
ELU	29.53	26.49	30.04	22.53	15.02	29.52

III.5.2.1.2. Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale a l'ELU et la vérification se fera a l'ELS

Tableau. III.30. Vérification des contraintes du béton à l'ELU de la vole I.

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm ² /ml)	$A_{Adobté}$ (cm ² /ml)
Travée	22.53	0.094	0.123	0.123	5.24	5HA12=5.65
appui	15.02	0.063	0.081	0.126	3.43	4HA12=4.52

III.5.2.1.3. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times (2.1/400) = 1.57 \text{ cm}^2$$

Donc $A^t = 5.65 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$; $A^a = 4.52 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$ c'est vérifiée.

III.5.2.1.4. Armature de répartition

- En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 / m$ on choisie : 4HA8 = 2.01 cm²/m
- En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / m$ on choisie : 4HA8 = 2.01 cm²/m

• **Vérification de cisaillement**

$$V_u = 29.52 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.227 \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

• **Vérification de l'espacement des armatures**

- ✓ Les armatures principales : (3×h, 33 cm) = (3×15 ; 33) = 33 cm.
- ✓ Les armatures secondaires : (4×h ; 45cm) = (4×15 ; 45) = 45 cm.

III.5.2.1.5. Vérification de la section à l'ELS

$$q_v = 10.47 \text{ KN/m} ; \quad q_p = 7.77 \text{ KN/m}$$

Tableau. III.31. Vérification de la section à l'ELS de la vole I.

	R _A (KN)	R _B (KN)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	V _u (KN)
ELS	21.30	19.06	21.65	18.41	8.66	21.30

• **Etat limite de compression de béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton

est inférieure où égale à la contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau. III.32. Vérification des contraintes du béton à l'ELS de la vole I.

Elément	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	18.41	3.73	8714.8	8.40	15	Vérifie
Appui	8.66	3	5400	4.81	15	Vérifie

• **Vérification de l'état limite de déformation**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \quad (3)$$

(1) : $0.036 < 0.0625$ condition non vérifiée.

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{L}{500}$,

ce qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 8.3mm$

$$q_{vj} = 3.75 \text{KN/m} ; q_{pj} = 5.27 \text{KN/m} ; M_{sej} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{sej} = 6.44 \text{KN.m}$$

$$q_{vg} = 3.75 \text{KN/m} ; q_{pg} = 7.97 \text{KN/m} ; M_{serg} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 7.14 \text{KN.m}$$

$$q_{vp} = G + Q = 5.27 + 2.5 = 7.77 \text{KN/m} ; q_{pp} = G + Q = 7.97 + 2.5 = 10.47 \text{KN/m}$$

$$M_{serp} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 13.22 \text{KN.m}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f = 0.62 - 0.19 + 0.89 - 0.25 = 1.07 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 1.07 \text{mm} < f_{adm} = 8.30 \text{ mm}, \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

Voire le schéma de ferrailage de la volée I de l'escalier type 02 dans la page suivante

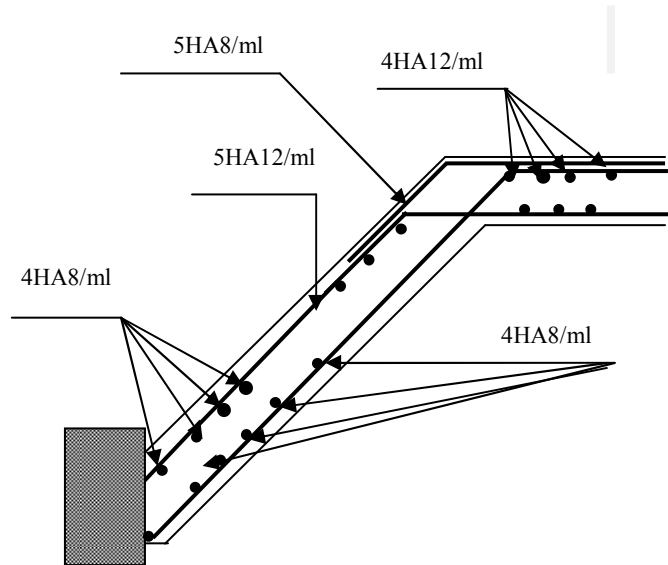


Figure.III.27. Ferrailage de la voile I de type 02

III.5.2.2. volé II

➤ Pour la volée :

ELU : $qu = 1.35G + 1.5Q = 14.51 \text{ KN/m}$

ELS : $qs = G + Q = 10.47 \text{ KN/m}$

➤ Pour le palier :

ELU : $qu = 1.35G + 1.5Q = 10.86 \text{ KN/m}$

ELS : $qs = G + Q = 7.77 \text{ KN/m}$

On procède aux mêmes étapes de calcul que le type 01

III.5.2.2.1 Sollicitations

Tableau. III.33. Vérification de la section à l'ELU de la voile II.

	$R_A(\text{KN})$	$R_B(\text{KN})$	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$V_u(\text{KN})$
ELU	18.97	19.07	16.16	12.12	8.07	19.07

III.5.2.2.2. Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale a l'ELU et la vérification se fera a l'ELS.

Tableau. III.34. Vérification des contraintes du béton à l'ELU de la voile II.

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm ² /ml)	$A_{Adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	12.12	0.05	0.06	0.126	2.75	4HA10=3.14
appui	8.07	0.033	0.043	0.128	1.82	4HA8=2.01

III.5.2.2.3. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times (2.1/400) = 1.57 \text{ cm}^2$$

Donc $A^t = 3.14 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$; $A^a = 2.01 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$ c'est vérifiée.

III.5.2.2.4. Armature de répartition

➤ **En travée :** $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2 / m$ on choisie : 4HA8 = 2.01 cm²/m

➤ **En appuis :** $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 / m$ on choisie : 4HA8 = 2.01 cm²/m

• **Vérification de cisaillement**

$$V_u = 19.07 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.147 \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

• **Vérification de l'espacement des armatures**

✓ Les armatures principales : (3×h, 33 cm) = (3×15 ; 33) = 33 cm.

✓ Les armatures secondaires : (4×h ; 45cm) = (4×15 ; 45) = 45 cm.

III.5.2.2.5. Vérification de la section a l'ELS

$$q_v = 10.47 \text{ KN/m} ; \quad q_p = 7.77 \text{ KN/m}$$

Tableau. III.35. Vérification de la section a l'ELS de la vole II.

	R_A (KN)	R_B (KN)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V_u (KN)
ELS	13.61	13.68	11.61	9.87	4.64	13.68

• **Etat limite de compression de béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton

est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau (III.36). Vérification des contraintes du béton à l'ELS de la vole II.

Elément	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Travée	9.87	3.73	8174.8	4.50	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	4.64	3	5400	2.58	15	vérifiée

• **Vérification de l'état limite de déformation**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \tag{1}$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \tag{2}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \tag{3}$$

(1) : $0.032 < 0.0625$ condition non vérifiée.

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{L}{500}$,

ce qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 6.40mm$

$$q_{vj} = 3.75KN/m ; q_{pj} = 5.27KN/m ; M_{sej} = 0.75 \times M_0^{max} \Rightarrow M_{sej} = 4.35 KN.m$$

$$q_{vg} = 3.75KN/m ; q_{pg} = 7.97KN/m ; M_{serg} = 0.75 \times M_0^{max} \Rightarrow M_{serg} = 5.70 KN.m$$

$$q_{vp} = G + Q = 5.27 + 2.5 = 7.77KN/m ; q_{pp} = G + Q = 7.97 + 2.5 = 10.47 KN/m$$

$$M_{serp} = 0.75 \times M_0^{max} \Rightarrow M_{serp} = 8.80 KN.m$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f = 0.26 - 0.07 + 0.31 - 0.08 = 0.42 mm$$

$\Delta f = 0.42mm < f_{adm} = 6.60 mm$, Donc la flèche est vérifiée

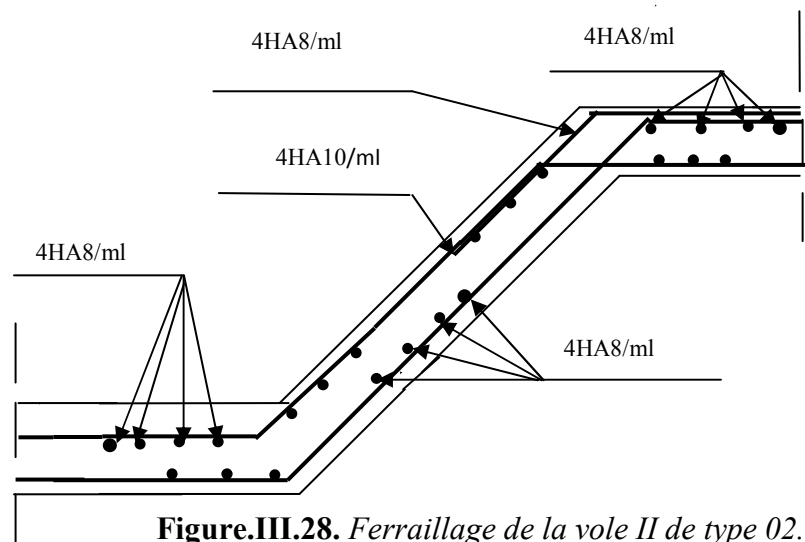


Figure.III.28. Ferrailage de la vole II de type 02.

III.5.2.2. Volé III : les calculs se font comme les volée I et II

➤ Pour la volée :

ELU : $qu = 1.35G + 1.5Q = 14.51 \text{KN/m}$

ELS : $qs = G + Q = 10.47 \text{KN/m}$

➤ Pour le palier :

ELU : $qu = 1.35G + 1.5Q = 10.86 \text{KN/m}$

ELS : $qs = G + Q = 7.77 \text{KN/m}$

On procède aux mêmes étapes de calcul que le type 01

III.5.2.2.1 Sollicitations

Tableau. III.37. Vérification de la section a l'ELU de la vole III.

	R _A (KN)	R _B (KN)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	V _u (KN)
ELU	25.51	25.05	27.98	25.51	14.00	25.08

III.5.2.2.2. Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale a l'ELU et la vérification se fera a l'ELS

Tableau. III.38. Vérification des contraintes du béton à l'ELU de la vole III.

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{CAL} (cm ² /ml)	A _{Adobté} (cm ² /ml)
Travée	25.51	0.087	0.115	0.124	4.86	5HA12=5.65
appui	14.00	0.058	0.075	0.126	3.19	4HA12=4.52

III.5.2.2.3. Vérification de la condition de non fragilité

$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times (2.1/400) = 1.57 \text{cm}^2$

Donc $A^t = 5.65 > A_{min} = 1.57 \text{cm}^2$; $A^a = 4.52 > A_{min} = 1.57 \text{cm}^2$ c'est vérifiée.

III.5.2.2.4. Armature de répartition

➤ En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{cm}^2 / m$ on choisie : 4HA8 = 2.01cm²/m

➤ En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.41}{4} = 0.85 \text{cm}^2 / m$ on choisie : 4HA8 = 2.01cm²/m

• Vérification de cisaillement

$$V_u = 25.08 \text{KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.193 \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

- **Vérification de l'espace des armatures**

✓ Les armatures principales : $(3 \times h, 33 \text{ cm}) = (3 \times 15 ; 33) = 33 \text{ cm}$.

III.5.2.2.5. Vérification de la section a l'ELS

$q_v = 10.47 \text{ KN/m}$; $q_p = 7.77 \text{ KN/}$

Tableau. III.39. Vérification de la section a l'ELS de la vole III.

	$R_A(\text{KN})$	$R_B(\text{KN})$	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$V_u(\text{KN})$
ELS	18.32	17.98	20.13	17.11	8.05	18.31

- **Etat limite de compression de béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau. III.40. Vérification des contraintes du béton à l'ELS de la vole III.

Elément	$M_{ser} (\text{KN.m})$	y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} (\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc} (\text{MPa})$	
Travée	17.11	3.73	8174.8	7.81	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
Appui	8.05	3	5400	4.47	15	

- **Vérification de l'état limite de déformation**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \quad (3)$$

(1) : $0.032 < 0.0625$ condition non vérifiée.

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{L}{500}$,

ce qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 8.30 \text{ mm}$

$q_{vj} = 3.75 \text{ KN/m}$; $q_{pj} = 5.27 \text{ KN/m}$; $M_{sej} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{sej} = 7.07 \text{ KN.m}$

$$q_{vg} = 3.75 \text{KN/m} ; q_{pg} = 7.97 \text{KN/m} ; M_{serg} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 8.90 \text{KN.m}$$

$$q_{vp} = G + Q = 5.27 + 2.5 = 7.77 \text{KN/m} ; q_{pp} = G + Q = 7.97 + 2.5 = 10.47 \text{KN/m}$$

$$M_{serp} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 14.36 \text{KN.m}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f = 0.90 - 0.24 + 1.02 - 0.41 = 1.27 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 1.27 \text{mm} < f_{adm} = 8.30 \text{ mm}, \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

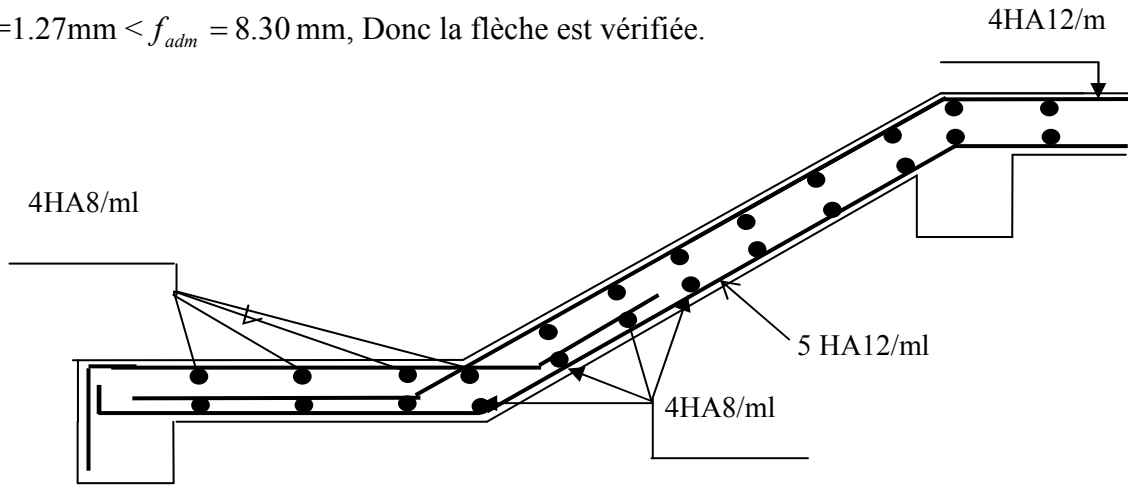


Figure.III.29. Ferrailage de la vole III de type 02.

III.5.3. Etude de la poutre brisée

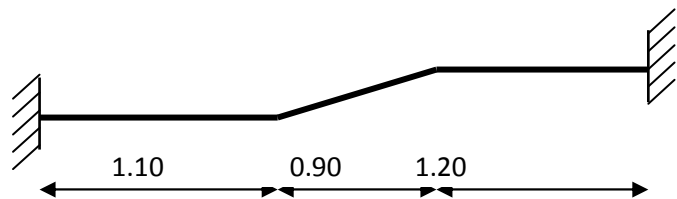
La poutre inclinée se calcule à la flexion simple et à la torsion.

1. Pré- dimensionnement

On doit vérifier la condition de la flèche:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 21.33 \leq h \leq 32 \text{cm}$$

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



III.5.3.1 Calcul à la flexion simple

III.5.3.1.1. Calcul des sollicitations

Figure III.30. Schéma statique poutre brisée

La poutre est soumise à son :

Poids propre : $G_p = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{KN/m}$

Poids du mur extérieur : $P_m = 2.81 \times 1.44 \Rightarrow P_m = 4.05 \text{KN/ml}$

Poids total: $P_t = 6.30 \text{KN/ml}$

La charge transmise par la 2^{ème} volée est une réaction :

- A l'ELU: $V = (5.27 \times 1.35 + 2.5 \times 1.3) \times 1.3 + 4.05 = 17.52 \text{ KN/m}$

$P_u = (1.35 \times 6.30) + 17.52 \Rightarrow P_u = 26.03 \text{KN /m}$

- A l'ELS: $V = (5.27 + 2.5) \times 1.3 + 4.05 = 14.15 \text{KN/m}$

$P_s = 6.30 + 14.15 \Rightarrow P_s = 20.45 \text{KN/m}$

$$M_u = \frac{26.03 \times 3.2^2}{8} \Rightarrow M_u = 33.32 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{20.45 \times 3.2^2}{8} \Rightarrow M_s = 26.29 \text{ KN / m}$$

III.3.1.2. Les moments sollicitant

A l'ELU : $M_t = 0.75 \times M_u \Rightarrow M_t = 24.99 \text{ KNm}$

$$M_a = 0.5 \times M_u \Rightarrow M_a = 16.66 \text{ KN}$$

A l'ELS: $M_t = 0.75 \times M_s \Rightarrow M_t = 19.72 \text{ KNm}$

$$M_a = 0.5 \times M_s \Rightarrow M_a = 13.15 \text{ KNm}$$

Tableau. III.40. Ferrailage de la poutre brisé à la flexion simple

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm ² /ml)
Travée	24.99	0.081	0.105	0.258	2.78
appui	16.66	0.053	0.069	0.262	1.82

III.5.3.2. Vérification à l'E.L.U

III.5.3.2.1. Effort tranchant

$$- V_u = 17.52 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.216 \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifiée}$$

III.5.3.2.2. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(17.52 \times 10^{-3} - \frac{24.99 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.27} \right) \times \frac{1.15}{400} = -2.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.3.2.3. Calcul de l'espace St

1) $St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 24.3$ On opte: $St = 15 \text{ cm}$ en travée et $St = 10 \text{ cm}$ en appui.

III.5.3.3 Calcul à la torsion :

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

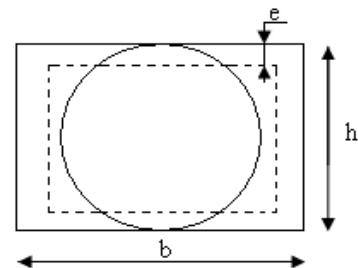


Figure III.31. Section creuse équivalente

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(30 - 5) + (30 - 5)] = 100 \text{ cm}$$

III.5.3.3.1. Ferrailage à la torsion

Le moment de torsion à prendre est le moment aux appuis de la volée donc : $M_{\text{tor}} = 20.13 \text{ KN.m}$

III.5.3.3.2. Les armaturés longitudinales :

$$A_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{20.13 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.15}{2 * 0.0625 \times 400} \Rightarrow A_{\text{tor}} = 4.63 \text{ cm}^2$$

III.5.3.3.3. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0.5\% \times b \times h = 4.5 \text{ cm}^2.$$

III.5.3.3.4. Section d'armature longitudinale à prendre

- En travée : $A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{cal}} + \frac{A_{\text{tor}}}{2} = 2.78 + \frac{4.63}{2} \Rightarrow A = 5.10 \text{ cm}^2,$
 on opte : $A = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$

- En appui : $A_a^{\text{tot}} = A_a^{\text{cal}} + \frac{A_{\text{tor}}}{2} = 1.82 + \frac{4.63}{2} \Rightarrow A = 4.14 \text{ cm}^2,$
 on opte : $A = 3\text{T}12 + 3\text{T}10 = 5.75 \text{ cm}^2$

III.5.3.3.5. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{17.52 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.217 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{20.13 \times 10^{-3}}{2 * 0.0625 * 0.05} \Rightarrow \tau_{\text{tor}} = 3.22 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_{\text{tor}}^2 + \tau_u^2} = \sqrt{(3.22)^2 + (0.217)^2} = 3.23 \leq \tau_{\text{adm}} = 3.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{verifié.}$$

III.5.3.3.6. Armatures transversales

- **Flexion simple :**

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times s_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} \Rightarrow A_t = 0.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{travée}$$

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times s_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.10}{400} \Rightarrow A_t = 0.30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{appuis}$$

- **Torsion**

On opte $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée et $S_t = 10 \text{ cm}$ en appui.

$$A_{\text{tor}}^t = \frac{M_{\text{tor}} \times s_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{\text{tor}}^t = \frac{20.13 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 * 0.0625 * 400} = 0.69 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{travée}$$

$$A_{\text{tor}}^a = \frac{20.13 \times 10^{-3} \times 0.10 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 0.46 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{appuis}$$

- Section d'armature transversale à prendre

- En travée : $A = 0.69 + 0.171 \Rightarrow A = 0.86 \text{ cm}^2$
 - En appui : $A = 0.46 + 0.171 \Rightarrow A = 0.63 \text{ cm}^2$
- On choisit : un cadre et un étrier de T10.

III.5.3.4. Vérification à l'E.L.S .

III.5.3.4.1. l'état limite de compression de béton : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$

Avec : $0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$; $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$

➤ **En appui :**

$M_a = 13.15 \text{ KN.m}$; $y = 6.89 \text{ cm}$; $I = 17587 \text{ cm}^4$; $\sigma_{bc} = 4.10 < \overline{\sigma_{bc}}$ Condition vérifié.

➤ **En travée :**

$M_t = 19.72 \text{ KNm}$; $y = 8.58 \text{ cm}$; $I = 26674 \text{ cm}^4$; $\sigma_{bc} = 7.16 < \overline{\sigma_{bc}}$ Condition vérifié.

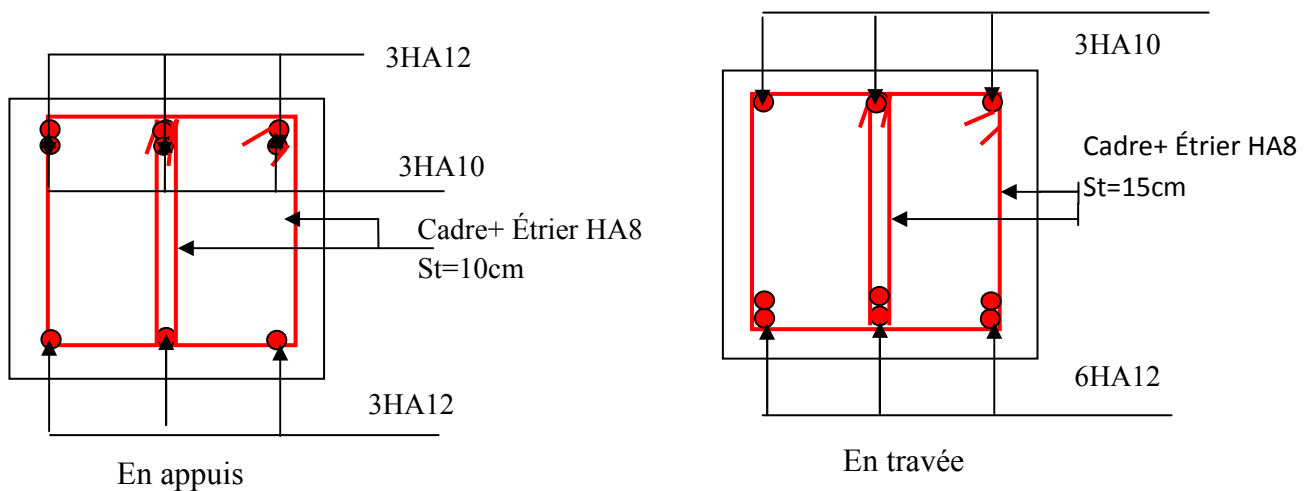


Figure.III.32. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5.4. ETUDE DU CHAINAGE

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé horizontales ceinturant les façades à chaque étage au niveau du plancher, cela les aide à rester solidaires de la structure, elles servent de porte à faux

III.5.4.1. Chaînage horizontal

III.5.4.1.1. Dimensionnement

La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{max} = 4.30 \text{ m}$

Selon la condition de la flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 28.67 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm}$$

Selon (Art. 9.3.3 du RPA99/Version 2003) :

$$h \geq 15cm$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm$$

(30cm est l'épaisseur du mur),

Soit : $h=30cm$, $b=30cm$;

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30×30).

III.5.4.1.2. Calcul des sollicitations

Poids propre : $P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25KN/m$

Poids des murs : $P_m = 2.81 \times (2.88-0.30) = 7.25KN/m$.

$$P_u = 1.35 \times (2.25+7.25) = 12.82 KN/m. \Rightarrow M_u = P_u \frac{L_{max}^2}{8} = 29.63K.m$$

$$P_s = 7.25+2.25=9.50KN/m. \Rightarrow M_s = P_s \frac{L_{max}^2}{8} = 21.96K.m$$

III.5.4.1.2.1. Calcul à l'ELU

$$M_t = 0.85M_u = 25.19KN.m \quad ; \quad M_a = -0.5M_u = -14.81KN.m$$

• **Le ferrailage**

a) Armatures longitudinales

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.3 = 0.27m$$

Tableau. III.41. Armatures longitudinales.

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /m _l)	A _{min} (cm ² /m _l)	A _{opt} (cm ² /m _l)
En travée	25.19	0.081	0.106	0.258	2.81	0.98	3HA12=3.39
En appui	14.81	0.048	0.061	0.263	1.62	0.98	3HA10=2.36

b) Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57mm$$

BAEL91 (Art. III.3.b),

Soit un cadre $\phi 8$ plus une épingle $\phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.5cm^2$.

c) Les espacements

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 24.3cm$$

DTR BC-2 .4 (Art. A.5.1.2.2.).

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 50cm$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})}$$

Le **RPA99/ version2003** exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm$. On adopte $S_t = 15cm$.

III.5.4.1.2.2. Vérifications

a) À l'ELU

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.98 \text{cm}^2 < A_{\text{cal}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Effort tranchant :

$$V_u = 27.56 \text{KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.299 \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{C28}; 4 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

b) À l'ELS

$$M_s = P_s \frac{L_{\max}^2}{8} = 21.96 \text{K.m} \Rightarrow M_{ts} = 0.85 M_s = 18.67 \text{KN.m} \quad ; \quad M_{as} = -0.5 M_s = -10.98 \text{KN.m}$$

• Vérification de la contrainte dans le béton :

$$M_{ts} = 18.67 \text{KN.m} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

Calcul de y :

$$A = 3.39 \text{cm}^2 \Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15 A \times y - 15 A \times d = 0 \Rightarrow y = 6.89 \text{cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 17587 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.10 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• Évaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1) ;

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0.30}{4.30} = 0,070 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,070 < \frac{M_{ts}}{10 \times M_s} = 0.085 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{30 \times 27} = 0.004 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

D'où l'impératif de vérifier de la flèche.

- **Vérification de la flèche:**

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est : $f_{adm} = \frac{L}{500}$ **CBA93 (Art. B.6.5.3).**

Tableau. III.42. Vérification de la flèche.

Mj (KN)	Mg (KN.m)	Mp (KN.m)	A (cm ²)	Δft (mm)	f _{adm} (mm)	Observation
16.46	16.46	16.46	3.39	2.66	8.6	vérifie

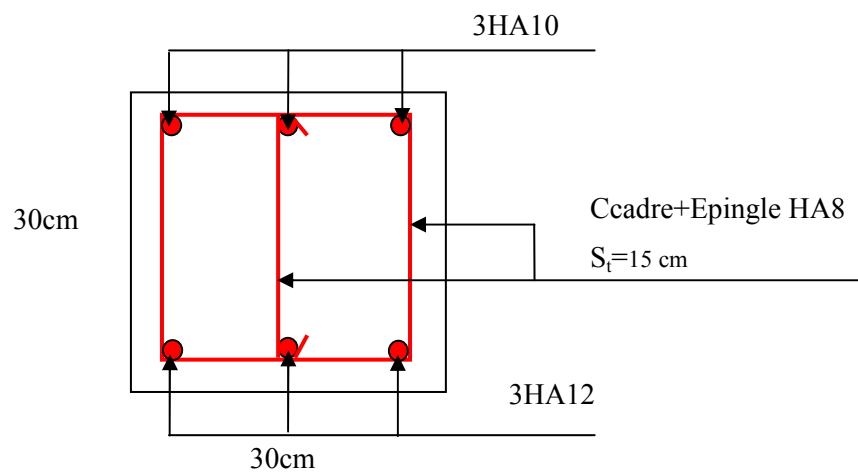


Figure III.34: schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.5.4.2. Les chaînages verticaux :

Ils seront réalisés sur toute la hauteur du mur et avec une section minimale (15×15) cm². Les sections et dispositions minimales d'armatures sont les mêmes que celles concernant les chaînages horizontaux.

III.6. Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargement vers les différents niveaux de la construction. Il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (8) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

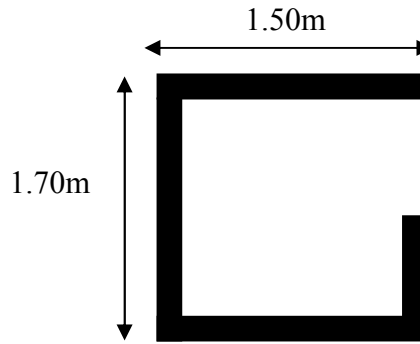
- F_c : Charge due à la rupture du câble = 102KN.
- P_m : Charge due à la salle machine = 15KN.
- D_m : Charge due au poids de l'ascenseur = 82KN.
- La charge nominale est de 630 kg.

Annexe4.

➤ La vitesse $V = 1m/s$.

Donc $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 103.3KN$

L'étude de l'ascenseur se fait comme suit :



III.6.1. Dimensionnement []

On a une dalle sur 4 appuis

Avec : $l_x = 1.50m$ et $l_y = 1.70m$.

Figure III.35.Cage d'ascenseur.

1) $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ condition de résistance.

2) $e \geq 11cm$ condition de coupe-feu (2 heures).

La condition de coupe-feu est la prédominante et puisque la dalle du local des machines est destinée à reprendre des charges importantes : on prend $e = 20cm$

III.6.2. Evaluation des charges et surcharges

$G_1 = \gamma_b \times e = 5KN/m^2$ Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = \gamma_r \times e_r = 1.1KN/m^2$ Poids de revêtement.

$G' = G_1 + G_2 = 6.1KN/m^2$. Somme de G_1, G_2 .

$G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{1.5 \times 1.7} = 40KN/m^2$. Poids de la machine.

$G_{totale} = G' + G'' = 46.10KN/m^2$.

$Q = 1KN/m^2$.

III.6.2.1.Cas d'une charge répartie

- Calcul des sollicitations

A P'ELU :

$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 63.73KN/m^2$.

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.88 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$

Sens x-x : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 6.82KNm$

Sens y-y : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.07KNm$

Annexe 2

- **Calcul des moments réels**

➤ *En travée :*

Sens x-x : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 5.80KNm$

Sens y-y : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.31KNm$

➤ *En appui :*

$M_a^x = M_a^y$

$M_a = 0.3 \times M_0^x = 2.05KNm$

- **Calcul du ferrailage**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18cm$ et $d_y = 17cm$.

1. En travée

// À l_x :

$\mu_{bu} = 0.012, \alpha = 0.016, z = 0.178m, A_t^x = 0.93cm^2 / ml.$

// À l_y :

$\mu_{bu} = 0.01, \alpha = 0.013, z = 0.169m, A_t^y = 0.73cm^2 / ml.$

2. En appui

$\mu_{bu} = 0.04, \alpha = 0.05, z = 0.179m, A_a = 0.32cm^2 / ml.$

- **Vérification à l'ELU**

a) Condition de non fragilité

On calcule A_{min} :

$$e > 12cm \left. \begin{array}{l} \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$e = 20cm, b = 100cm, \rho = 0.88$

$$\begin{cases} A_{min}^x = 1.69cm^2 / ml > A_{ical}^x \\ A_{min}^y = 1.60cm^2 / ml > A_{ical}^y \end{cases} \quad \text{on ferraille avec: } A_{min}^x \text{ et } A_{min}^y$$

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 1.6cm^2 > 0.42cm^2 \dots\dots\dots C'est vérifiée.$

- Choix des armatures

En travée

Sens x-x: $A_t^x = 4T10 = 3.14cm^2$

Sens y-y: $A_t^y = 4T10 = 3.14cm^2$

En appui: $A_a = 4T8 = 2.01cm^2$

b) Calcul des espacements

Sens x-x : $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Sens y-y : $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ on adopte $S_t = 25cm$

c) Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$ Avec : $\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$.

$\rho = 0.88 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens:

$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 31.86KN$

$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 33.19KN$

$\tau_u = 0.20MPa < 1.25MPa$ C'est vérifié.

• Vérification à l'ELS

$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0.2 \\ \mu_x = 0.0546 \\ \mu_y = 0.8216 \end{cases}$

Sens x-x: $M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 5.78KNm$

Sens y-y: $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 4.75KNm$

Sens x-x : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 4.91KNm$

Sens y-y: $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.04KNm$

- Vérification des contraintes

Sens x-x:

$\sigma_{bc} = 1.60MPa < 15MPa$.

$\sigma_{sc} = 93.04MPa < 201.63MPa$ C'est vérifiée

Sens y-y:

$\sigma_{bc} = 1.44MPa < 15MPa$.

$\sigma_{sc} = 81.35MPa < 201.63MPa$ C'est vérifiée

III. 6.2.2. Cas d'une charge concentrée

(III-2.2.b)

La charge concentrée p est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impacte.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x .

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y .

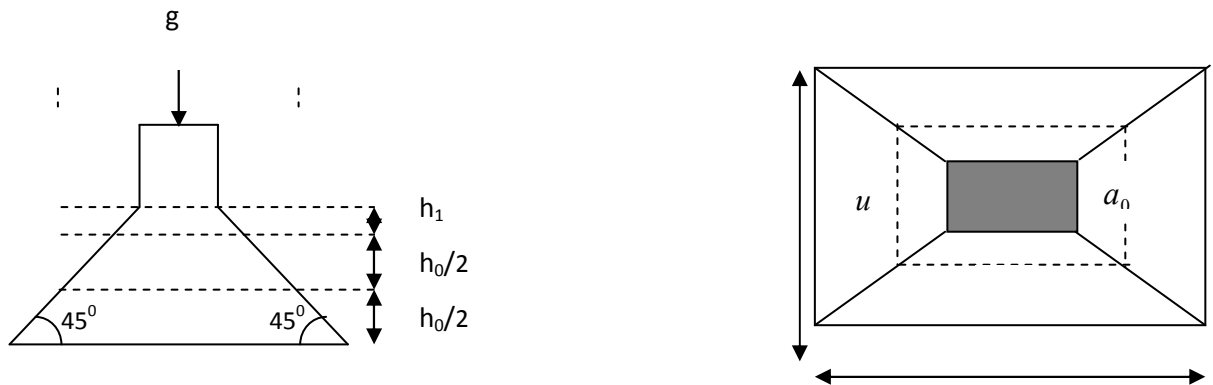


Figure.III. 36. Schéma représentant la surface d'impacte

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

On a une vitesse $V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 135cm \\ b_0 = 140cm \end{cases}$

Annexe 4

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 135 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 165cm. \\ v = 140 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 170cm. \end{cases}$$

• Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson } \nu = \begin{cases} 0 & \text{à ELU} \\ 0.2 & \text{à ELS} \end{cases}$$

M_1 en fonction de $\frac{u}{l_x}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 1.1$ et $\rho = 0.88$

M_2 en fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\rho \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 1$ et $\rho = 0.88$

En se référant à l'annexe 3 on trouve $M_1 = 0.042$ et $M_2 = 0.032$

- Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3$$

$$P_u = 139.45 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 5.86 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 4.46 \text{ KNm} \end{cases}$$

- Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.04 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.77 \text{ KNm}$$

- Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.90 \text{ KNm} \Rightarrow M_t = 0.85 M_x = 5.86 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.23 \text{ KNm} \Rightarrow M_t = 0.85 M_y = 4.44 \text{ KNm} \\ M_a = 0.3 M_x = 2.07 \text{ KNm} \end{cases}$$

• **Ferraillage**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant : $d_x = 18 \text{ cm}$ et $d_y = 17 \text{ cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux. III.43. Calcul d'armature.

	M_t (KNm)	M_a (KNm)	A_t calculé (cm^2/ml)	A_a calculé (cm^2/ml)	A_t adopté (cm^2/ml)	A_a adopté (cm^2/ml)
Sens x-x	5.86	2.07	1.69	0.32	4T10 = 3.14	4T8 = 2.01
Sens y-y	4.44		1.60		4T10 = 3.14	

- Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité

$$A_t^x = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.69 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

$$A_t^y = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.60 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

b) Vérification au poinçonnement

$$\tau_u = \frac{P_u}{U_c \times d} \leq 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Avec :

P_u : Charge de calcul à l'état limite.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (165 + 170)$$

$$U_c = 670 \text{ cm.}$$

$$P_u = 139.45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{139.45 \times 10^{-3}}{6.7 \times 0.18} = 0.115 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u = 0.115 \text{ MPa} \leq 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$ C'est vérifiée.

c) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

On a: $v > u \Rightarrow$
$$\begin{cases} \text{au milieu de } u: V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 27.34 \text{ KN.} \\ \text{au milieu de } v: V_u = \frac{P_u}{2 \times v + u} = 27.61 \text{ KN.} \end{cases}$$

Donc :

$$V_{\max} = 27.61 \text{ KN}$$

$\tau_u = 0.15 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$ C'est vérifiée.

d) Diamètre maximum des barres

$$\phi_{\max} < \frac{e}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$$

e) Espacement des barres

Sens x-x: $S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$, on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$

Sens y-y: $S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$, on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$

Calcul à l'ELS

- Les moments engendrés par le système de levage

$$q_{ser} = g = 103.3 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 5. \text{ KNm.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 4.17 \text{ KNm.} \end{cases}$$

- Les moments dus au poids propre de la dalle

$$q_{ser} = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.87 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.72 \text{ KNm}$$

-Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.87KNm \Rightarrow M'_x = 0.85M_x = 4.98KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.89KNm \Rightarrow M'_y = 0.85M_y = 4.15KNm \\ M^a = 0.3M_x = 11.76KNm \end{cases}$$

a) Vérification des contraintes

En travée

Sens x-x: $\begin{cases} y = 3.7cm; I = 11319.91cm^4 \\ \sigma_{bc} = 1.62MPa < 15MPa \quad \dots\dots\dots c'est\ vérifiée \\ \sigma_{sc} = 94.36MPa < 201.63MPa \end{cases}$

Sens y-y : $\begin{cases} y = 3.56cm; I = 10011.77cm^4 \\ \sigma_{bc} = 1.47MPa < 15MPa \quad \dots\dots\dots c'est\ vérifiée. \\ \sigma_{sc} = 83.56MPa < 201.63MPa \end{cases}$

En appui: $\begin{cases} y = 3cm; I = 7683.75cm^4 \\ \sigma_{bc} = 0.68MPa < 15MPa \quad \dots\dots\dots c'est\ vérifiée. \\ \sigma_{sc} = 51.24MPa < 201.63MPa \end{cases}$

b) Vérification de la flèche

$h= 20cm, b=100cm, d=18cm. A=3.14cm^2.$

Sens x-x : $l_x=150cm, M_{tx}=5.80KN.m, M_{0x}=6.82KN.m.$

Sens y-y : $l_y=170cm, M_{ty}=4.31KN.m, M_{0y}=5.07KN.m.$

$$\begin{cases} \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10M_0} \quad \dots\dots\dots C'est\ vérifiées. \\ \frac{A}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Les trois conditions ci-dessus sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile pour les deux sens(x ou y).

III. 6.3. Schéma de ferrailage

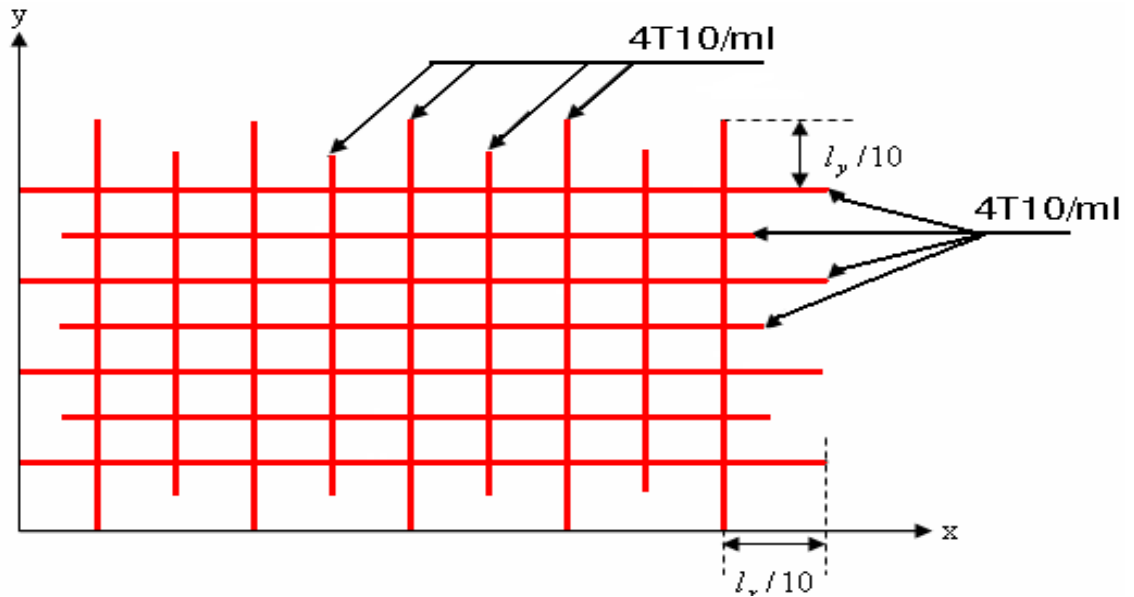


Figure III.39. Schémas de ferrailage de la dalle de l'ascenseur.

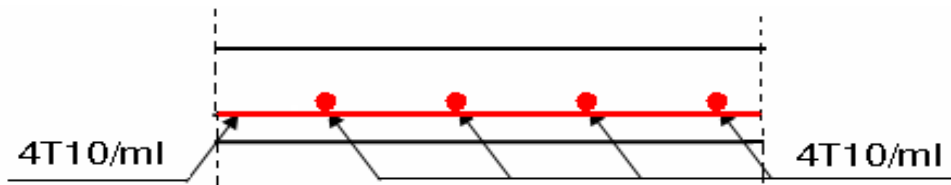


Figure III.38. Vue en coupe du ferrailage de la dalle de l'ascenseur

III.7. Conclusion

Le but de ce chapitre a été la détermination des sections d'acier nécessaires pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Notre structure présente deux types d'escalier, que nous avons étudié puis ferrillé.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrillage a été déterminé en respectant les règles de Béton armé. En dernier, nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle de locale des machines.

IV.1.Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

IV.2. Méthodes de calcul

Le **RPA99** propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique : -La méthode d'analyse modale spectrale.
-La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

IV.2.1. Méthode statique équivalente

a. Principe

Selon RPA99.Art (4.2.1) les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie.

b. Condition d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99 (article 4.1.2)**.

c. Calcul de la force sismique totale

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA99. Art (4.2.3)}$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique. Dans notre cas :
 - groupe d'usage 2
 - Zone sismique IIa ⇒ A = 0,15.

R : coefficient de comportement global de la structure.

Valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA 99 en fonction du système de contreventement. (Contreventement mixte ⇒ R = 5).

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$. **RPA (Formule 4-4)**

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (**RPA 99**).

Tableau IV. 1 . Valeurs des pénalités Pq.

“ Critère q ”	Observée	P _q /xx	Observée	P _q /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Q_x = 1.15 ; Q_y = 1.15

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 (RPA99).

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est $\beta = 0.20$.

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel SAP2000v14 la valeur trouvé est :

$$W = 40088.92 \text{ KN}$$

- D : Facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivante :

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

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

$$\xi = 8.5\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.81$$

T_1 et T_2 : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de sol, le sol d'implantation de notre structure est classé : site S2.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.40s \end{cases}$ tableau 4.7 (RPA99).

T : période fondamentale de la structure.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 (art 4.2.4) suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 38.34m$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0.05$.

$$T = 0.05 \times 38.34^{\frac{3}{4}} = 0.77s$$

$L_x = 16.20$ m ; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 22.40$ m ; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 38.34}{\sqrt{16.20}} = 0.857s$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 38.34}{\sqrt{22.40}} = 0.729s$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.77s$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0.729s$$

$$0.5 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.77}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.318$$

$$0.5 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.729}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.367$$

Le RPA préconise de majorer la période fondamentale statique de 30% (art 4.2.4)

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.77 = 1.001s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.729 = 0.948s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.318 \times 1.15}{5} \times 40088.512 = 1822.86KN$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.367 \times 1.15}{5} \times 40088.512 = 1890.63KN$$

IV.2.2 Méthode d'analyse dynamique

Par la méthode d'analyse modale spectrale, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établit grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

L'excitation du modèle par le spectre du RPA, nous permet d'évaluer sa réponse sismique.

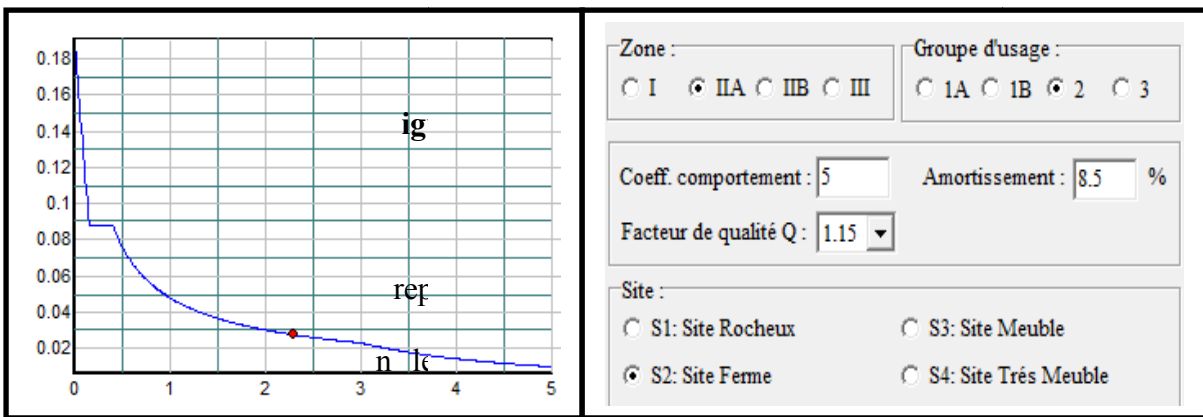


Figure IV.1 .Spectre de réponse de la structure

Notre structure sera modélisée par logiciel SAP2000 version 14. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure.

IV.3. Disposition des voiles

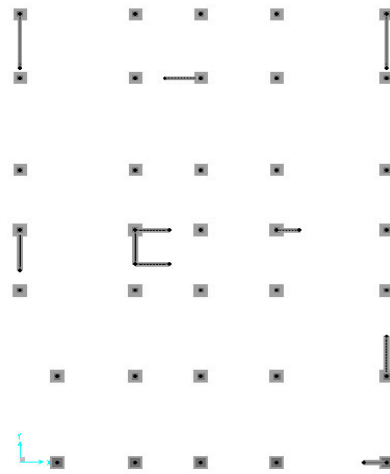
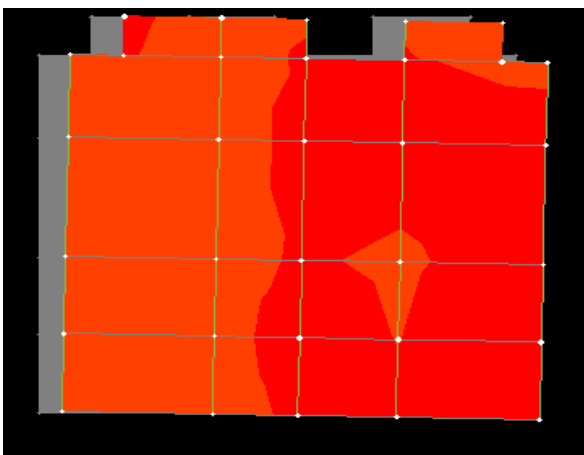
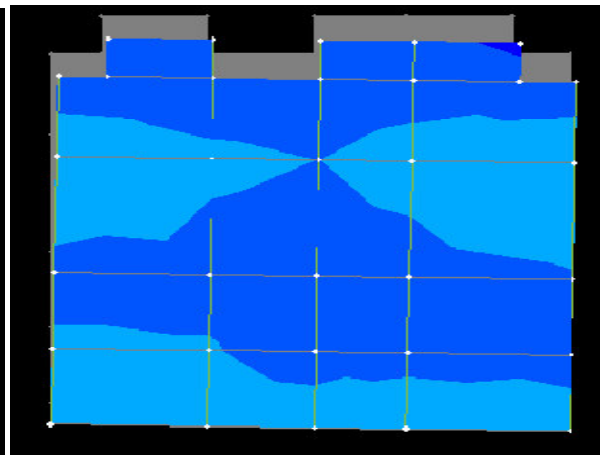


Figure IV.2. La disposition des voiles

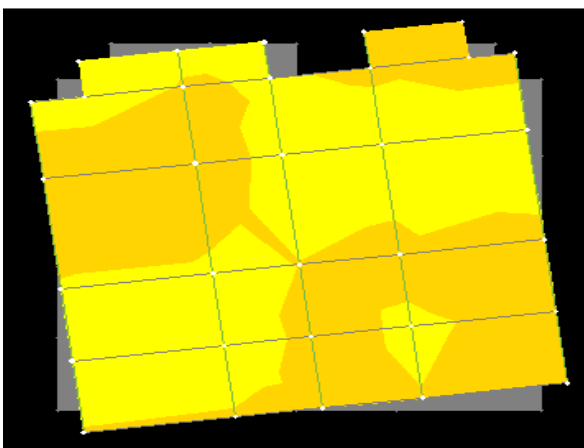
✚ Schémas des 03 Modes Pour la disposition des voiles.



Mode1 (translation selon x-x) T=0.855s



Mode2(translation selon y-y) T=0.764s



Mode3(rotation) T=0.676s

Figure IV.3.comportement de la structure selon la disposition choisie

Tableau IV.2. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Modes	Période	Masses modale U_x	Masses modale U_y	Masses cumulé U_x	Masses cumulé U_y
1	0.855845	0.52296	0.00365	0.52296	0.00365
2	0.764504	0.00276	0.48104	0.52572	0.48468
3	0.676744	0.0257	0.00293	0.55142	0.48761
4	0.396726	0.00007797	0.00008484	0.5515	0.4877
5	0.305156	0.00035	0.00002934	0.55184	0.48773
6	0.290137	0.14109	0.00048	0.69293	0.48821
7	0.227301	0.01144	0.06517	0.70437	0.55338
8	0.21644	0.01307	0.08058	0.71744	0.63396
9	0.179197	0.00658	0.0002	0.72403	0.63416
10	0.174674	0.03515	0.00002285	0.75917	0.63418
11	0.170938	0.15593	0.00003972	0.9151	0.63422
12	0.152917	0.00605	0.00012	0.92115	0.63434
13	0.148326	0.00005788	0.00041	0.92121	0.63474
14	0.1413	0.00005805	0.00025	0.92127	0.63499
15	0.119499	0.00059	0.00123	0.92185	0.63622
16	0.116187	0.00366	0.00788	0.92551	0.64409
17	0.110198	0.01058	0.21139	0.93609	0.85548
18	0.104135	0.00079	0.00338	0.93688	0.85886
19	0.104064	0.00076	0.00318	0.93765	0.86205
20	0.10286	0.000003195	0.00001616	0.93765	0.86206
21	0.102627	2.605E-08	0.00004876	0.93765	0.86211
22	0.102368	0.00001328	0.00003392	0.93766	0.86215
23	0.102344	0.000005638	0.00001999	0.93767	0.86217
24	0.101951	0.00028	0.000005911	0.93795	0.86217
25	0.101253	0.00023	0.00096	0.93818	0.86313
26	0.100642	0.0022	0.00392	0.94039	0.86705
27	0.099637	0.00468	0.03245	0.94507	0.8995
28	0.098157	0.00427	0.00191	0.94933	0.90141

Ces résultats montrent que la participation massique au 28^{ème} mode dépasse dans les deux sens les 90% exigé par le RPA99/version2003 (Article.4.3.4) et au 11^{ème} mode elle dépasse les 90% selon x.

On remarque aussi que, la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA99/verssion2003 (Article.4.2.4.4) majorée de 30% ($T = 0.85s < 1.3T = 1.001s$) ; ce qui montre que notre disposition est acceptable.

IV.4. Vérification de l'interaction voiles portiques

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.3.Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveau	Charge reprise(KN)		Pourcentage repris(%)	
	Portiques	Voiles	portiques	Voiles
E-sol 03	23448.075	3440.79	87.20	12.79
Soupente	19788.384	3018.063	86.76	13.23
E-sol 02	16670.932	1710.867	90.69	9.30
E-sol 01	14537.121	3144.982	82.21	17.78
RDC	28761.591	3403.532	89.41	10.58
1 ^{er} étage	24020.554	4019.283	85.66	14.33
2 ^{er} étage	19802.732	3685.756	84.30	15.69
3 ^{er} étage	15777.424	3351.217	82.48	17.51
4 ^{er} étage	12576.699	2942.04	81.04	18.95
5 ^{er} étage	9847.904	2282.061	81.18	18.81
6 ^{er} étage	7095.433	1667.175	80.97	19.02
7 ^{er} étage	4591.943	834.951	84.61	15.38
8 ^{er} étage	2099.98	470.728	81.68	18.31

▪ Analyse des résultats

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages.

b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tab IV.4. Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
	(KN)	(KN)			(KN)	(KN)		
E-sol 03	191.333	96.235	66.53	33.46	208.383	247.291	45.73	54.26
Soupenete	93.006	86.533	51.80	48.19	62.584	152.56	29.08	70.91
E-sol 02	28.9	12.846	69.22	30.77	20.49	50.938	28.68	71.31
E-sol 01	74.819	135.89	35.50	64.49	96.026	278.98	25.60	74.39
RDC	877.722	104.91	89.32	10.67	720.081	663.511	52.04	47.95
1 ^{er} étage	689.625	523.75	56.83	43.16	401.655	465.798	46.30	53.69
2 ^{ème} étage	735.792	361.85	67.03	32.96	481.875	418.131	53.54	46.45
3 ^{ème} étage	639.49	338.40	65.39	34.60	430.031	409.247	51.23	48.76
4 ^{ème} étage	565.469	298.20	65.47	34.52	407.033	366.262	52.63	47.36
5 ^{ème} étage	425.44	324.04	56.76	43.23	352.304	302.397	53.81	46.18
6 ^{ème} étage	412.148	207.67	66.49	33.50	382.99	190.505	66.78	33.21
7 ^{ème} étage	322.389	126.27	71.85	28.14	318.248	143.165	68.97	31.02
8 ^{ème} étage	196.844	68.44	74.20	25.79	207.952	78.743	72.53	27.46

- **Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

VI.5. Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} , nous avons le tableau suivant :

Tableau IV.5. Vérification de l'effort tranchant à la base

Forces sismiques	V statique (KN)	V dynamique (KN)	V dy/Vst (KN)	Observation
Sens xx	1822.86	1562.89	0.857	Vérifiée
Sens yy	1890.63	1826.64	0.96	Vérifiée

$V_{dy}/V_{st} \geq 0.80$ vérifié

V_{dyn} : Effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000

IV.5. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (art 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad (\text{Formule 7.2})$$

Avec

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

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

f_{c_j} : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci à été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	B_c (m ²)	N (KN)	v	Remarque
E-sol 03	0.36	2520.68	0.280075	Vérifiée
Soupende	0.36	2231.98	0.247998	Vérifiée
E-sol 02	0.3025	1959.49	0.259106	Vérifiée
E-sol 01	0.3025	1699.21	0.224688	Vérifiée
RDC	0.3025	2265.96	0.299631	Vérifiée
1 ^{er} étage	0.25	1683.34	0.269335	Vérifiée
2 ^{ème} étage	0.25	1692.35	0.270776	Vérifiée
3 ^{ème} étage	0.2025	1411.75	0.278864	Vérifiée
4 ^{ème} étage	0.16	1145.42	0.286354	Vérifiée
5 ^{ème} étage	0.1225	892.45	0.291412	Vérifiée
6 ^{ème} étage	0.1225	652.874	0.213183	Vérifiée
7 ^{ème} étage	0.1225	424.447	0.138595	Vérifiée
8 ^{ème} étage	0.09	193.562	0.086028	Vérifiée

On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

IV.7.Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{avec} \quad \Delta_k < 1\% h_k$$

Tableau. IV.7. Vérification des déplacements pour le sens x-x

Sens x-x							
Niveaux	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ %	Observation
1	0.0003	0.0015	0	0.0015	3.78	0.00039683	Vérifiée
2	0.0005	0.0025	0.0015	0.001	2.88	0.00034722	Vérifiée
3	0.0006	0.003	0.0025	0.0005	2.88	0.00017361	Vérifiée
4	0.0007	0.0035	0.003	0.0005	2.88	0.00017361	Vérifiée
5	0.0014	0.007	0.0035	0.0035	2.88	0.00121528	Vérifiée
6	0.0027	0.0135	0.007	0.0065	2.88	0.00225694	Vérifiée
7	0.0044	0.022	0.0135	0.0085	2.88	0.00295139	Vérifiée
8	0.0061	0.0305	0.022	0.0085	2.88	0.00295139	Vérifiée
9	0.0079	0.0395	0.0305	0.009	2.88	0.003125	Vérifiée
10	0.0096	0.048	0.0395	0.0085	2.88	0.00295139	Vérifiée
11	0.0112	0.056	0.048	0.008	2.88	0.00277778	Vérifiée
12	0.0126	0.063	0.056	0.007	2.88	0.00243056	Vérifiée
13	0.0138	0.069	0.063	0.006	2.88	0.00208333	Vérifiée

Tableau IV.8. Vérification des déplacements pour le sens y-y.

Sens y-y							
Niveaux	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ %	Observation
1	0.0003	0.0015	0	0.0015	3.78	0.00039683	vérifiée
2	0.0005	0.0025	0.0015	0.001	2.88	0.00034722	vérifiée
3	0.0005	0.0025	0.0025	0	2.88	0	vérifiée
4	0.0005	0.0025	0.0025	0	2.88	0	vérifiée
5	0.001	0.005	0.0025	0.0025	2.88	0.00086806	vérifiée
6	0.0021	0.0105	0.005	0.0055	2.88	0.00190972	vérifiée
7	0.0035	0.0175	0.0105	0.007	2.88	0.00243056	vérifiée
8	0.0051	0.0255	0.0175	0.008	2.88	0.00277778	vérifiée
9	0.0069	0.0345	0.0255	0.009	2.88	0.003125	vérifiée
10	0.0088	0.044	0.0345	0.0095	2.88	0.00329861	vérifiée
11	0.0107	0.0535	0.044	0.0095	2.88	0.00329861	vérifiée
12	0.0126	0.063	0.0535	0.0095	2.88	0.00329861	vérifiée
13	0.0144	0.072	0.063	0.009	2.88	0.003125	vérifiée

On voit bien à travers ces deux tableaux que les déplacements relatifs (Δ_k) des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage. ($\Delta_k < 1\% h_e$)

IV.8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (RPA99/version 2003(Art 5.9))

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ;

avec :
$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1 - \theta_k}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Tableau IV.9. Vérification des effets P- Δ .

Niveaux	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k
1	3.78	20456.845	0.0015	287.5568	0.02823023	0.0015	455.674	0.01781492
2	2.88	18046.723	0.001	179.539	0.03956283	0.001	215.144	0.02912572
3	2.88	15830.725	0.0005	41.746	0.07505178	0	71.428	0
4	2.88	28651.944	0.0005	210.713	0.01304329	0	375.006	0
5	2.88	24955.259	0.0035	982.636	0.03543537	0.0025	1383.592	0.01565675
6	2.88	20898.341	0.0065	1213.379	0.04641801	0.0055	867.453	0.04600829
7	2.88	17001.016	0.0085	1097.648	0.05619209	0.007	900.006	0.04591293
8	2.88	13790.261	0.0085	977.895	0.05131084	0.008	839.278	0.04564195
9	2.88	10790.487	0.009	863.67	0.04989703	0.009	773.295	0.04360596
10	2.88	7818.27	0.0085	749.48	0.04249203	0.0095	654.701	0.03939116
11	2.88	4876.788	0.008	619.825	0.03503798	0.0095	573.495	0.02805016
12	2.88	2324.853	0.007	448.66	0.02641935	0.0095	461.413	0.01662022
13	2.88	0	0.006	265.286	0.01825744	0.009	286.695	0

D'après les résultats obtenus dans ce tableau, les effets P- Δ peuvent être négligés. Car $\theta_k < 0.1$ dans les deux sens x et y

VI. 9. CONCLUSION

La modélisation de notre structure s'est faite à l'aide du logiciel Sap2000.V14.

Les voiles présentent une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. L'aspect architectural a été un véritable obstacle vu la non symétrie et le décrochement que présente la structure pour la disposition des voiles.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile- portique) vis-à-vis le RPA 99/version 2003. Nous avons vérifié les déplacements horizontaux l'effort normal réduit ainsi que l'effet du second ordre (effet P- Δ), ils sont avérés vérifiés aussi.

V.1. Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

V.2. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000.V14 dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003)**.

- ✓ 1.35 G + 1.5 Q.....(1)
- ✓ G + Q.....(2)
- ✓ G + Q + E.....(3)
- ✓ G+Q-E.....(4)
- ✓ 0.8 G +E.....(5)
- ✓ 0.8G-E.....(6)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : $(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : $(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$
3. Moment maximum et effort normal correspondant : $(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$

V.2.1. Recommandations du RPA99/2003

A. Les armatures longitudinales (Article 7.4.2.1)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone II
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (II_a).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

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

$$l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

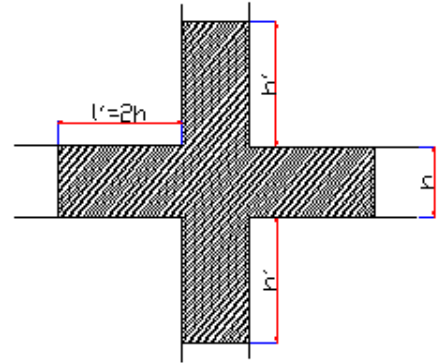


Figure V.1. Zone nodale

Tableau .V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
1	60*60	28.8	144	216
2	60*60	28.8	144	216
3	55*55	24.2	121	181.5
4	55*55	24.2	121	181.5
5	55*55	24.2	121	181.5
6	50*50	20	100	150
7	50*50	20	100	150
8	45*45	16.2	81	121.5
9	40*40	12.8	64	96
10	35*35	9.8	49	73.5
11	35*35	9.8	49	73.5
12	35*35	9.8	49	73.5
13	30*30	7.2	36	54

B. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2).

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

- ✓ V_u : L'effort tranchant de calcul.
- ✓ h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- ✓ f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ✓ ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- ✓ t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. En zone IIa.
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$. En zone IIa.

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes. On obtient la formule suivante :

$$A_t^{\min} = 0.0025 * t * b_1 * (6.2 - \lambda_g)$$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de

déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum .
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux

Tableau .V.2. Les sollicitations des les poteaux

Niveaux	comb	Mmax, N _{corr}		comb	Nmax, M _{corr}		comb	N _{min} , M _{corr}	
		M(KN.m)	N (KN)		N (KN)	M(KN.m)		N(KN)	M(KN.m)
1 et 2	1	134.8827	1854.851	1	2520.677	30.764	6	267.033	10.5644
3,4 et 5	3	175.6039	2220.471	1	2285.966	25.9715	3	3.697	49.7974
6 et 7	3	110.967	316.962	1	1983.344	49.5969	5	3.279	27.4339
8	3	89.0911	336.277	1	1411.747	34.4815	3	2.985	17.1846
9	3	78.2257	342.804	1	1145.415	32.04	3	2.128	16.2644
10,11et12	3	65.553	311.307	1	892.45	26.2578	3	1.611	13.375
13	1	43.591	47.849	1	201.963	21.9015	6	1.028	32.5369

V.2.3.Ferraillage

A. Armatures longitudinales

Les résultats des ferraillages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Sollicitations dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{cal} (cm ²) (Sap 2000)	Nombre de barres	A _{adopté} (cm ²)
1 et 2	60*60	28.8	0	36	12HA20	37.70
3,4 et 5	55*55	24.2	2.73	30.25	8HA20+4HA16	33.17
6 et 7	50*50	20	5.45	25	8HA16 +4HA20	28.65
8	45*45	16.2	2.62	20.25	12HA16	24.13
9	40*40	12.8	1.89	16	12HA14	18.47
10,11et12	35*35	9.8	2.40	12.25	12HA12	13.57
13	30*30	7.2	4.38	9	8HA12	9.05

B. Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA, Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau .V.4. Armatures transversales dans les poteaux

Niveaux	B (cm ²)	ϕ_t^{min} (cm)	l_f (cm)	λ_g	V _u (KN)	L _r (cm)	S _t (zone nodale)(cm)	S _t (zone Courante)(cm)	A _t ^{calcul} (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	A _t ^{adopté} (cm ²)
1 et 2	60*60	1.6	264.6	4.41	120.065	64	10	15	2.81	4.02	6HA10=4.71
3,4 et 5	55*55	1.6	201.6	3.66	142.007	64	10	15	3.63	5.23	6HA12=6.79
6 et 7	50*50	1.4	201.6	4.03	86.458	56	10	15	2.43	4.06	6HA10=4.71
8	45*45	1.4	201.6	4.48	82.711	56	10	15	2.58	2.90	6HA8=3.01
9	40*40	1.2	201.6	5.04	81.914	48	10	15	1.91	1.8	6HA8=3.01
10,11et12	35*35	1.2	201.6	5.76	74.481	48	10	15	1.99	1.575	6HA8=3.01
13	30*30	1.2	201.6	6.72	30.831	48	10	15	0.96	1.35	4HA8=2.01

Conformément au RPA99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_t^{\max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons $\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66mm$.

V.2.4. Vérifications

A. Vérification au flambement (effort normal ultime) :

Selon le BAEL91 (Article 4. 4. 1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre).

• **Exemple de calcul**

$l_0 = 3.78m$ et $N_{\max} = 1145.415KN$.

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

Tel que :

α : Coefficient fonction de l'élanement λ

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur de flambement ($0.7 * l_0 = 2.646m$)

i : Rayon de giration

$$i = \left(\frac{I}{A}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{b \times h^3}{12bh}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{h^2}{12}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{0.6^2}{12}\right)^{\frac{1}{2}}, \quad \lambda = \frac{2.646}{0.173} = 15.29$$

$\Rightarrow i = 0.173m$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{15.29}{35}\right)^2} = 0.82 \quad B_r = (a - 2)(b - 2) = (60 - 2)(60 - 2) = 3364 \text{ cm}^2$$

$$N_U = 0.82 \times \left[\frac{0.3364 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 37.70 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right]$$

$$\Rightarrow N_U = 6183.56 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 2520.677 \text{ KN} < N_U \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	I _f (m)	i (m)	λ	A	As (cm ²)	B _r (m ²)	N _{max} (KN)	N _u (KN)
1 et 2	60*60	3.78	2.646	0.173	15.29	0.82	37.70	0.3364	2520.677	6183.56
3,4 et 5	55*55	2.88	2.016	0.158	12.76	0.827	33.17	0.2809	2285.966	5256.07
6 et 7	50*50	2.88	2.016	0.144	14	0.823	28.65	0.2304	1983.344	43331.60
8	45*45	2.88	2.016	0.129	15.62	0.817	24.13	0.1849	1411.747	3483.80
9	40*40	2.88	2.016	0.115	17.53	0.809	18.47	0.1444	1145.415	2683.05
10,11et12	35*35	2.88	2.016	0.101	19.96	0.798	13.57	0.1089	892.45	1985.95
13	30*30	2.88	2.016	0.086	23.44	0.78	9.05	0.0784	201.963	1377.97

Commentaire : On voit bien que N_{max} < N_u pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

B. Vérification des contraintes de compression :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{sc} = 15 \left[\frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} (v - d') \right] \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \\ \sigma_s = 15 \left[\frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} (v - d') \right] \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ Et } d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

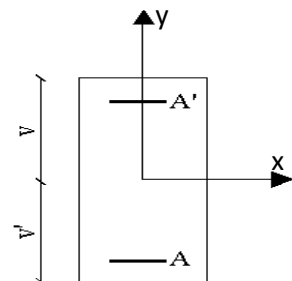


Figure. V.2. Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ ₁ (MPa)	σ ₂ (MPa)	σ _{sc} (MPa)	σ _s (MPa)
1 et 2	60*60	57	37.70	0.585	0.0147	0.04	1836.61	22.48	4.65	4.31	69.55	67.49
3,4 et 5	55*55	52	33.17	0.534	0.015	0.028	1666.96	19.05	4.99	4.61	74.55	71.85
6 et 7	50*50	47	28.65	0.483	0.016	0.018	1446.28	36.19	5.73	4.77	85.15	81.78
8	45*45	42	24.13	0.433	0.018	0.012	1029.51	25.18	5.07	4.13	75.14	70.35
9	40*40	37	18.47	0.381	0.019	0.007	835.36	23.41	5.47	4.20	80.75	73.92
10,11 et 12	35*35	32	13.57	0.33	0.021	0.004	650.99	19.18	5.83	4.21	85.42	75
13	30*30	27	9.05	0.277	0.023	0.002	148.04	15.95	3.4	1.15	47.68	30.74

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{sc} < \sigma_s$ ainsi que $\sigma_s < f_s$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

C. Vérification aux des sollicitations tangentes Selon *leRPA99/2003 (Article 7.4.3.2)*, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d}$: La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangentes

Niveaux	Section (cm ²)	I _f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)
1 et 2	60*60	2.646	4.41	0.04	57	120.065	0.351	1
3,4 et 5	55*55	2.016	3.66	0.04	52	142.007	0.496	1
6 et 7	50*50	2.016	4.03	0.04	47	86.458	0.369	1
8	45*45	2.016	4.48	0.04	42	82.711	0.391	1
9	40*40	2.016	5.04	0.075	37	81.914	0.553	1.875
10,11 et 12	35*35	2.016	5.76	0.075	32	74.481	0.665	1.875
13	30*30	2.016	6.72	0.075	27	30.831	0.380	1.875

Du tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.2.5. Dispositions constructives

- **Longueur des crochets**

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1.2 = 12 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 100 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 50 \text{ cm.}$$

- **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire, car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right), l' = 2 \times h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

h : Hauteur de la poutre principale (40 cm).

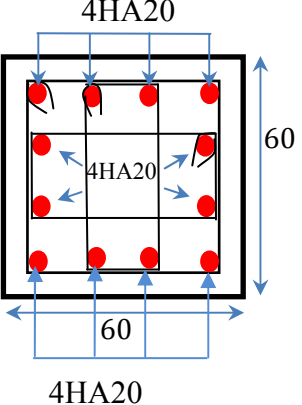
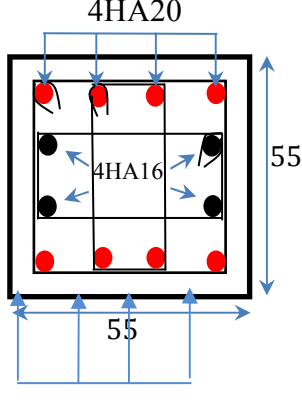
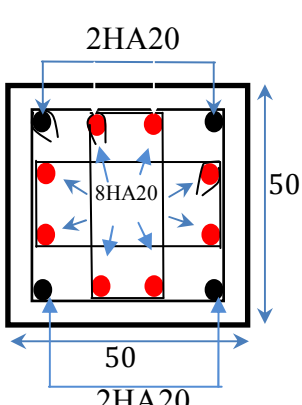
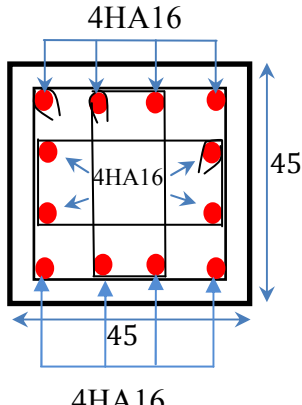
Niveau 1 : $\begin{cases} h' = 63 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases}$, Niveau 2 jusqu'à 13 : $\begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases}$

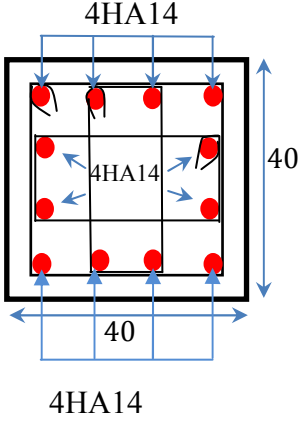
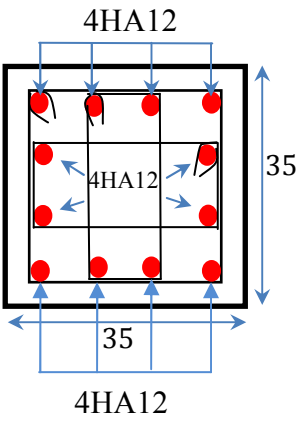
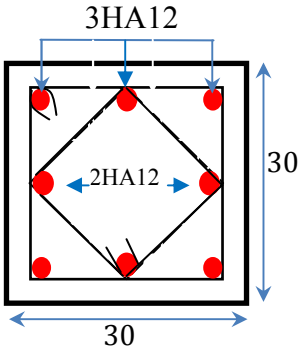
Voir la figure V.1 page 119

Nous montrons sur les figures suivantes les différents schémas de ferrailage adoptés pour les différents poteaux

V.2.6. Schémas de ferrailage des poteaux

Tableau V.8. Schémas de ferrailage.

Niveaux 1 et 2 : pot (60*60) cm ²	Niveaux 3 ; 4 et 5 : pot (55*55) cm ²
<p>3Cadre ϕ_{10}</p>  <p>4HA20</p> <p>60</p> <p>4HA20</p> <p>60</p>	<p>3Cadre ϕ_{12}</p>  <p>4HA20</p> <p>55</p> <p>4HA16</p> <p>55</p> <p>4HA20</p>
Niveaux 6 et 7 : pot (50*50) cm ²	Niveau 8 : pot (45*45) cm ²
<p>3Cadre ϕ_{10}</p>  <p>2HA20</p> <p>50</p> <p>8HA20</p> <p>50</p> <p>2HA20</p>	<p>3Cadre ϕ_8</p>  <p>4HA16</p> <p>45</p> <p>4HA16</p> <p>45</p> <p>4HA16</p>

Niveau 9 : pot (40*40) cm ²	Niveaux 10 ; 11 et 12 : pot (35*35) cm ²
<p>3Cadre ϕ_8</p> 	<p>3Cadre ϕ_8</p> 
<p>Niveau 13 : pot (30*30) cm²</p>	
<p>2Cadre ϕ_8</p> 	

V.3. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le *RPA99/2003* et celles données par le *BAEL91*.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99 /2003* suivantes :

- ✓ $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- ✓ $G + Q$
- ✓ $G + Q + E$
- ✓ $G + Q - E$
- ✓ $0.8 \times G + E$
- ✓ $0.8 \times G - E$

RPA99/ 2003 (article 5.2)

V.3.1. Recommandation du RPA99/2003

A. Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5 h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{et } \frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{RPA99/2003(art. 7.5.1)}$$

B. Ferrailage :

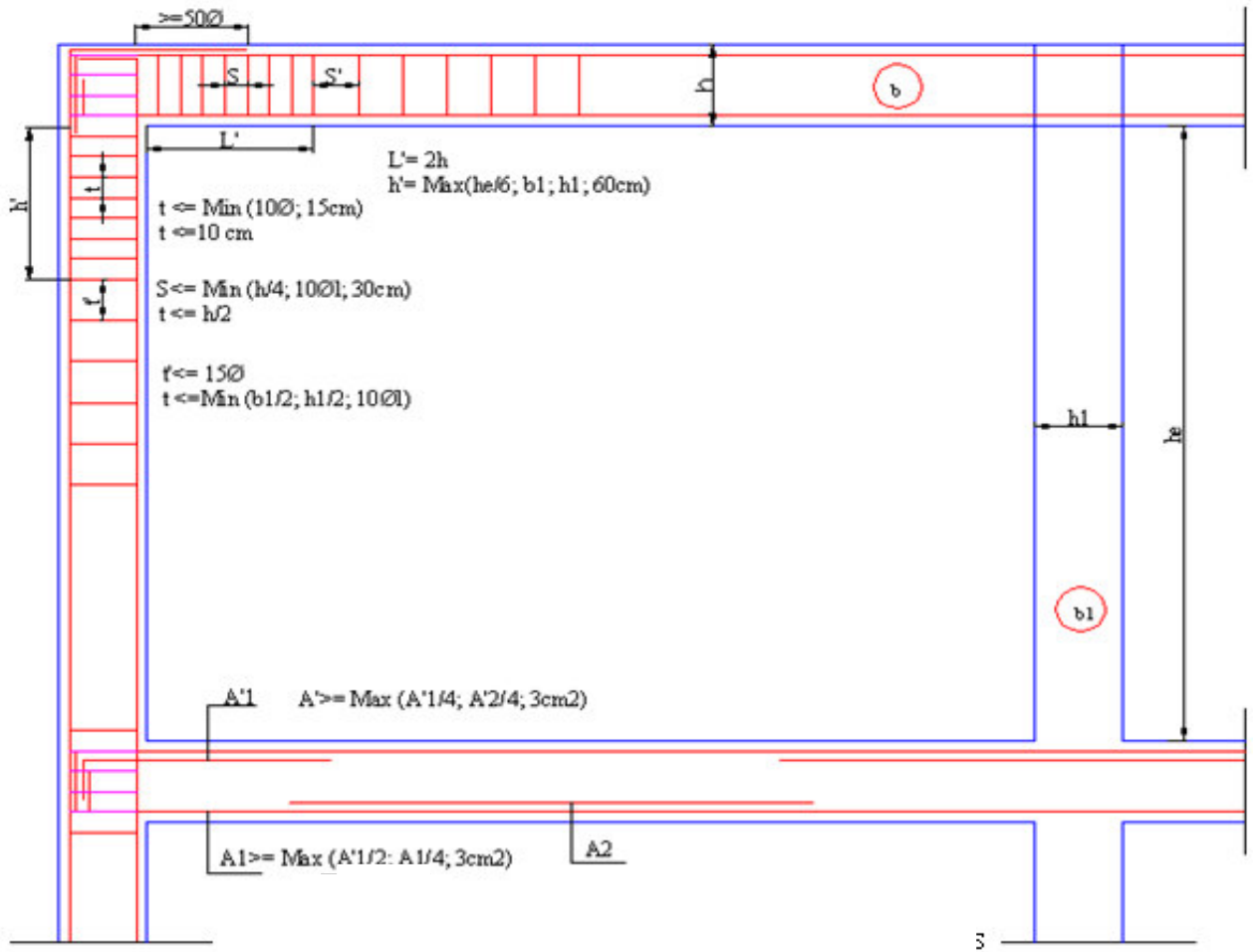
❖ Armatures longitudinales RPA 99/2003 (article 7.4.2.1):

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre. $A_l^{min} = 0.5\% b * h$.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.
- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40ϕ En zone II_a.
 - avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **Figure V.10**, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

❖ Les armatures transversales RPA 99/2003 (article 7.5.2.2):

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - $S \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_l)$, Zone nodale (Zone II).
 - $S \leq \frac{h}{2}$, Zone courante (Zone II).
- ✓ La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement



Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale

2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

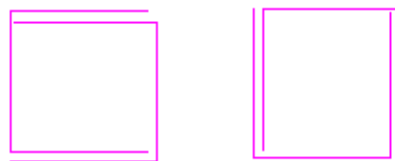


Figure V.3. Disposition constructives des portiques

V.3.2.Ferrailage des poutres

V.3.2 .1. Sollicitation de calculs

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.9. Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et secondaires.

Planchers	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{tra} (KN.m)	M _{app} (KN.m)	V(KN)	M _{tra} (KN.m)	M _{app} (KN.m)	V(KN)
Commerce	91.319	93.741	122.71	54.287	27.14	73.489
Habitations	76.25	104.947	122.301	68.38	80.887	286.506
Terrasse	83.29	96.309	101.985	7.72	56.026	75.593

V.3.2.2.Les armatures longitudinales

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel SAP 2000. Nous avons retenu le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.10. Les armatures longitudinales dans les poutres principales.

Planchers	Type de Poutres	Section (cm ²)	Localisation	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Commerce	Principale	40×30	Appui	7.605	6	6 HA 14 = 9.24
			Travée	3.651		3 HA 16 = 6.03
	Secondaire	35×30	Appui	4.997	5.25	6 HA 12 = 6.79
			Travée	2.976		3 HA 16 = 6.03
Habitations	Principale	40×30	Appui	7.33	6	3 HA 14 +3T12= 8.01
			Travée	3.44		3 HA 16 = 6.03
	Secondaire	35×30	Appui	6.692	5.25	6T12= 6.79
			Travée	3.664		3 HA 16 = 6.03
Terrasse	Principale	40×30	Appui	7.882	6	3 HA 14 +3T12= 8.01
			Travée	3.755		3 HA 16 = 6.03
	Secondaire	35×30	Appui	5.167	5.25	3 HA 16 = 6.03
			Travée	2.976		3 HA 16 = 6.03

❖ **Longueur de recouvrement**

- $L_r \geq 40 \Phi_l$ **RPA/2003 Art (7.5.2.1).**
- $\Phi_l = 16\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$, on adopte: $L_r = 65\text{cm}$.
- $\Phi_l = 14\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$, on adopte: $L_r = 60\text{cm}$.
- $\Phi_l = 12\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$, on adopte: $L_r = 50\text{cm}$.

❖ **Vérification du (%) des armatures selon le RPA 99**

Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

➤ **Poutres principales**

En zone courante $A_{\max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{cal}}$ vérifié
 En zone de recouvrement... $A_{\max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{cal}}$ vérifié

➤ **Poutres secondaires**

En zone courante $A_{\max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2 > A_{\text{cal}}$ vérifié
 En zone de recouvrement ... $A_{\max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2 > A_{\text{cal}}$ vérifié

V.3.2.3. Les armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91 (article H.III.3).}$$

✓ **Poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(1.6; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) \leq 1.14 \Rightarrow \phi = 8\text{mm}$$

Donc on prend $\phi_l = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).

✓ **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(1.6; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) \leq 1 \Rightarrow \phi = 8\text{mm}.$$

Donc on prend $\phi_l = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).

❖ **Calcul des espacements des armatures transversales**

Selon le BAEL91

$$S_t = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \\ \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) \\ \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \end{array} \right.$$

$$S_t = \min \begin{cases} 67cm \\ 33.3cm \\ 62.32cm \end{cases}$$

Selon le RPA

- $S_t \leq \frac{h}{2} = 20cm$, On adopte un espacement de 15cm en zone courante.
- $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t^{min}\right) = 10 cm$. On adopte $S_t=10cm$ en zone nodale.

L'espacement adopté pour les armatures transversales est le minimum des espacements calculés par les formules du RPA et BAEL. Ce qui correspond à : $S_t=10cm$ en zone nodale et $S_t=15cm$ en zone courante.

V.3.3. Vérifications à l'ELU

V.3.3.1. Condition de non fragilité

$A > A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45cm^2$ C'est vérifiée Pour les poutres principales.

$A > A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.27cm^2$ C'est vérifiée Pour les poutres secondaires.

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

V.3.3.2. Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la

fissuration peu nuisible $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ Tel que: $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 3.33MPa$

(F.P.N.). **Art (A.5.1.1)**

Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)	τ_u (MPa)	Observation
Principales	122.71	0.974	Vérifiée
Secondaires	286.506	2.98	Vérifiée

Commentaire :Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

V.3.3.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

- ✓ en appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- ✓ en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Vérification au cisaillement.

Poutres	A_L (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principale	9.04	122.71	104.947	3.52	- 5.53	Vérifiée
Secondaires	6.03	186.506	80.887	5.36	- 2.71	Vérifiée

Commentaire : Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

V.3.4. Vérifications à l'ELS

V.3.4.1. Etat limite de compression du béton

Tableau V.13. Vérification de la contrainte limite de béton

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres principales	Appuis	19.2037	212490	21.83	5.25	15
	Travées	51.1822	256736	24.34	1.82	15
Poutres secondaires	Appuis	47.8562	212490	21.83	4.91	15
	Travées	47.8562	256736	24.34	4.53	15

V.3.4.2. Vérification de la flèche

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ (1)

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$ (2)

✓ $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ (3)

Tableau V.14. Vérification à la flèche.

	h cm	b cm	L cm	A _s cm ²	$\frac{ht}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{ht}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{ht}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	510	9.24	0.078	0.064	0.0083	0.0105	vérifiée	vérifiée	vérifiée
PS	35	30	460	6.03	0.076	0.060	0.0063	0.0105	vérifiée	vérifiée	Vérifiée

Commentaire : Les trois conditions de flèches étant satisfaites, le calcul des flèches s'avère inutile.

V.3.5. Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99addenda2003 (Art.7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

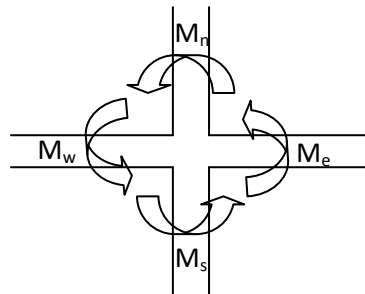


Figure V.4. Zone nodale

A. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton.
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ et } Z = 0.85 \times h$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.15. Moments résistant dans les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	M _R (KN.m)
1 et 2	60*60	51.00	37.70	668.77
3, 4 et 5	55*55	46.75	33.17	539.37
6 et 7	50*50	42.50	28.65	423.52
8	45*45	38.25	24.13	321.03
9	40*40	34.00	18.47	123.82
10,11et12	35*35	29.75	13.57	140.42
13	30*30	25.50	9.05	80.27

B. Détermination du moment résistant dans les poutres :

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

→ On voit bien que la condition est vérifiées jusqu'au 9^{ème} étage, donc les rotules plastiques vont se formés dans les poutres et non dans les poteaux.

→ concernant le dernier niveau, le RPA99 (art 7.6.2) indique que cette même vérification est facultative pour les deux derniers niveaux.

Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres.

Niveaux	Sens	A adoptée (cm ²)	M _e (KN.m)	M _w (KN.m)	Z (cm)
1 et 2	x-x	15.27	180.58	180.58	34
	y-y	12.82	140.46	140.46	31.5
3, 4 et 5	x-x	14.04	166.04	166.04	34
	y-y	12.82	140.46	140.46	31.5
6et7	x-x	14.04	166.04	166.04	34
	y-y	12.82	140.46	140.46	31.5
8	x-x	14.04	166.04	166.04	34
	y-y	12.82	140.46	140.46	31.5
9	x-x	14.04	166.04	166.04	34
	y-y	12.82	140.46	140.46	31.5
10, 11, et 12	x-x	14.04	166.04	166.04	34
	y-y	12.82	140.46	140.46	31.5
13	x-x	14.04	166.04	166.04	34
	y-y	12.06	132.14	132.14	31.5

➤ Vérification des zones nodales à la formation des rotules plastiques

Tableau V.17. Vérification des zones nodales à la formation des rotules plastiques.

niveaux	sens	M _n (KN.m)	M _s (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	1.25(M _w +M _e) (KN.m)	Vérification
E-sol 3	x-x	668.77	668.77	1337.53	180.58	180.58	541.46	Vérifié
	y-y				140.46	140.46	351.16	Vérifié
soutente	x-x	668.77	668.77	1337.53	180.58	180.58	541.46	Vérifié
	y-y				140.46	14.46	351.16	Vérifié
E-sol 2	x-x	539.37	539.37	1078.75	166.04	166.04	415.10	Vérifié
	y-y				140.46	140.46	351.16	Vérifié
E-sol 1	x-x	539.37	539.37	1078.75	166.04	166.04	415.10	Vérifié
	y-y				140.46	140.46	351.16	Vérifié
RDC	x-x	423.52	539.37	962.89	166.04	166.04	415.10	Vérifié
	y-y				140.46	140.46	351.16	Vérifié
1 ^{er} étage	x-x	423.52	423.52	847.04	166.04	166.04	415.10	Vérifié
	y-y				140.46	140.46	351.16	Vérifié
2 ^{ème} étage	x-x	321.03	423.52	744.56	166.04	166.04	415.10	Vérifié
	y-y				140.46	140.46	351.16	Vérifié
3 ^{ème} étage	x-x	218.43	321.03	539.46	166.04	166.04	415.10	Vérifié
	y-y				140.46	140.46	351.16	Vérifié
4 ^{ème} étage	x-x	140.42	218.43	358.85	166.04	166.04	415.10	Non Vérifié
	y-y				140.46	140.46	351.16	Vérifié
5 ^{ème} étage	x-x	140.42	140.42	280.84	166.04	166.04	415.10	Non Vérifié
	y-y				140.46	140.46	351.16	Non Vérifié
6 ^{ème} étage	x-x	140.42	140.42	280.84	166.04	166.04	415.10	Non Vérifié
	y-y				140.46	140.46	351.16	Non Vérifié
7 ^{ème} étage	x-x	80.27	140.42	220.69	166.04	166.04	415.10	Non Vérifié
	y-y				140.46	140.46	351.16	Non Vérifié
8 ^{ème} étage	x-x	0.00	80.27	80.27	166.04	166.04	415.10	Non Vérifié
	y-y				132.14	132.14	330.34	Non Vérifié

→ On voit bien que la condition est vérifiées jusqu'au 3^{ème} étage, donc les rotules plastiques vont se formés dans les poutres et non dans les poteaux.

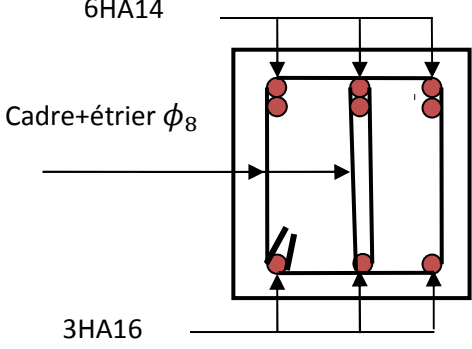
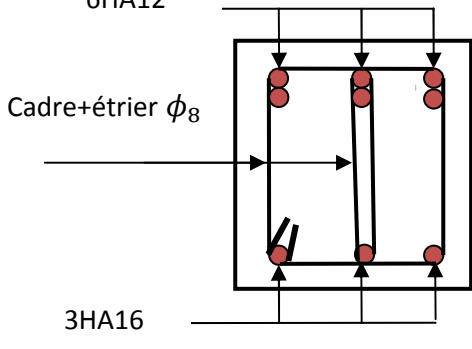
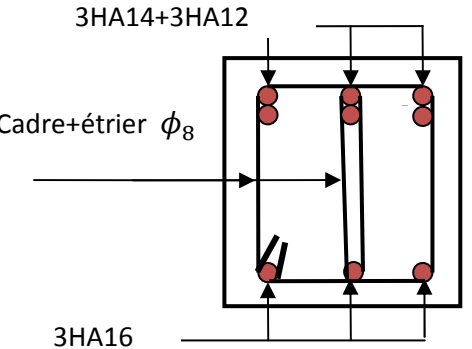
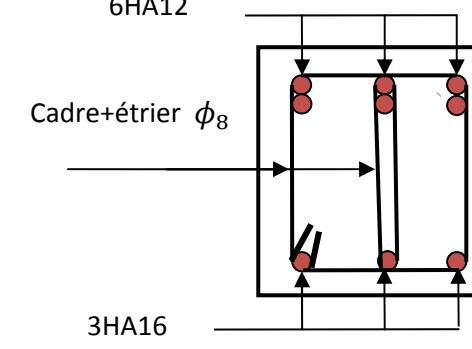
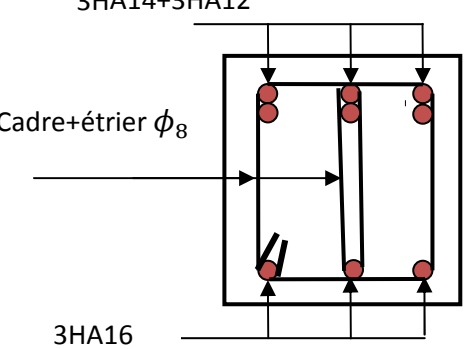
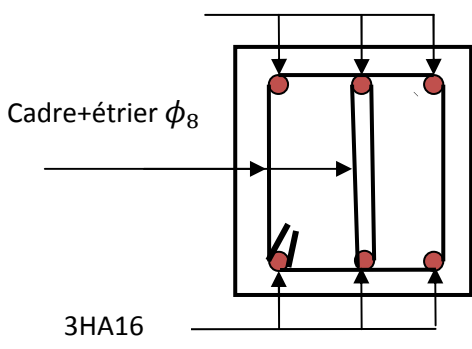
Donc, pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, on doit augmenter le ferrailage des poteaux (40*40 et 35*35)aux niveaux des zones nodales. Donc on ferraille les poteaux avec : 8T14+4T16 = 20.36 cm².

$$M_n+M_s = 421.36\text{KN.m} > 1.25(M_w+M_e) = 415.10 \text{ KN.m.}$$

→ concernant les deux derniers niveaux, le RPA99 (art 7.6.2) indique que cette même vérification est facultative pour les deux derniers niveaux.

V.2.7. Schémas de ferrailage des poutres

Tableau .V.18. Ferrailages des différentes poutres

Planchers	Poutres principales	Poutres secondaires
Commerce	<p>6HA14</p>  <p>Cadre+étrier ϕ_8</p> <p>3HA16</p>	<p>6HA12</p>  <p>Cadre+étrier ϕ_8</p> <p>3HA16</p>
Habitation	<p>3HA14+3HA12</p>  <p>Cadre+étrier ϕ_8</p> <p>3HA16</p>	<p>6HA12</p>  <p>Cadre+étrier ϕ_8</p> <p>3HA16</p>
Terrasse	<p>3HA14+3HA12</p>  <p>Cadre+étrier ϕ_8</p> <p>3HA16</p>	<p>3HA16</p>  <p>Cadre+étrier ϕ_8</p> <p>3HA16</p>

V. 7. ETUDE DES VOILES

La solution de contreventement avec voile en béton armé est actuellement très répandue. Les voiles sont disposés transversalement et longitudinalement aux bâtiments, et leurs ferrailages doit satisfaire certaines conditions imposées par RPA99/version 2003 (3.4.A.4.a).

V.7.1. Recommandation du RPA 99/Version2003

A. Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$

L_t : longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile

- ✓ les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

B. Armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent respecter la recommandation suivante :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur égale à : $10 \times \phi$

C. Règles communes aux armatures verticales et horizontales

-Le pourcentage minimal d'armatures est de :

- $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.

- $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.

- ✓ Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- ✓ L'espacement $S_t = \min(1.5 \times a; 30cm)$ avec a : épaisseur du voile.
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m².
- ✓ 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.

V.7.2. Ferrailage des voiles

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($b \times L$)

A_v^{min} : section d'armatures verticales minimale dans le voile ($A_v^{min} = 0.15\% \times b \times L$)

A_v^{min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue ($A_v^{min} / ten = 0,2\% \times b \times L_t$)

$A_v^{min} / comp$:Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée ($A_v^{min} / comp = 0,1\% \times bL_c$)

A_v^{cal} : section d'armature calculée dans l'élément.

A_v^{adop} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_t : espacement.

$A_h^{min} = 0.15\% \times b \times L$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.

A_h^{calc} : section d'armature horizontale calculée

A_h^{adop} : section d'armature horizontale adoptée par espacement

N^{bre} : nombre de barre adoptée par espacement

Lt : longueur de la zone tendue $Lt = \frac{L}{2} \left(1 - \frac{L}{6e_0} \right)$; $e_0 = \frac{M}{N}$.

Lc : longueur de la zone comprimée. $Lc = L - 2Lt$.

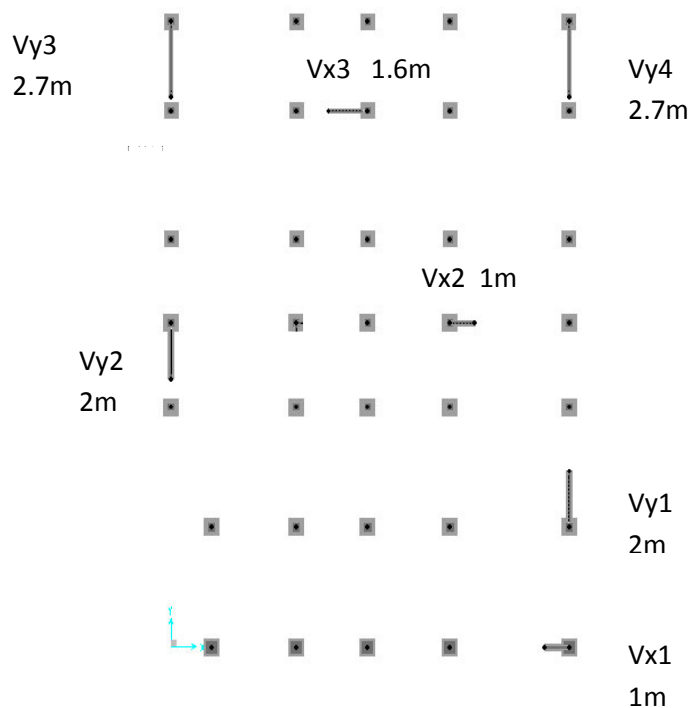


Figure V.5. Repérage des voiles.

➤ Selon XX

Tableau V.19. Résultats de calcul de ferrailage des voiles V_{x1} et V_{x2}

voiles V_{x1} et V_{x2} $L=1m$	Entre sol3 $e=20cm$	Soupente+entresol2+ entre sol1+ RDC+ 1 ^{er} étage $e=15cm$	Etage 2, 3, 4, 5 6,7 et 8 $e=15cm$
$M (KN.m)$	1128.21	972.603	62.459
$N (KN)$	1174.45	1162.805	669.952
$V(KN)$	95.159	74.465	77.684
$\tau (MPa)$	0.74	0.77	0.80
$l_t(m)$	0.42	0.4	/
$l_c(m)$	0.16	0.2	1
$A_v^{min} / z.com (cm^2)$	0.32	0.3	1.5
$A_v^{min} / z.tend (cm^2)$	1.68	1.2	/
$A_v^{cal} / face (cm^2)$	16.06	14.67	10.72
$A_v^{min} (cm^2)$	3	2.25	2.25
$A_v^{adp} / face (cm^2)$	16.08	16.08	12.32
Nbre de barres	8HA16	8HA16	8HA14
$S_t(cm)$	20	20	20
$A_h^{cal} / espace mt (cm^2)$	0.92	0.72	0.75
$A_h^{min} (cm^2)$	0.6	0.45	0.45
$A_h^{ad} / espace mt (cm^2)$	1.01	1.01	1.01
Nbre de barres ^e	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t(cm)$	20	20	20

Tableau V.20. Résultats de calcul de ferrailage des voiles V_{x3}

Voile $V_{x3} L=1.6m$	Entre sol3 $e=20cm$	Soupente+entresol2+ entre sol1 $e=15cm$	RDC+1 ^{er} et 2 ^{ème} Etage $e=15cm$
$M (KN.m)$	164.31	-149.423	34.6334
$N (KN)$	972.92	846.934	451.027
$V(KN)$	545.041	170.372	87.042
$\tau (MPa)$	2.64	1.10	0.42
$l_t(m)$	/	/	/
$l_c(m)$	1.6	1.6	1.6
$A_v^{min} / z.com (cm^2)$	3.2	2.4	2.4
$A_v^{min} / z.tend (cm^2)$	/	/	/
$A_v^{cal} / face (cm^2)$	19.08	14.09	6.41
$A_v^{min} (cm^2)$	4.8	3.6	3.6
$A_v^{adp} / face (cm^2)$	20.11	15.39	11.31
Nbre de barres	10HA16	10HA14	10HA12
$S_t(cm)$	20	20	20
$A_h^{cal} / espace mt (cm^2)$	3.31	1.3	0.53
$A_h^{min} (cm^2)$	0.6	0.45	0.45
$A_h^{ad} / espace mt (cm^2)$	4.02	1.57	1.01
Nbre de barres ^e	2HA16	2HA10	2HA8
$S_t(cm)$	20	20	20

➤ Selon YY

Tableau V.21. Résultats de calcul de ferrailage des voiles V_{y1} et V_{y2}

voiles V_{y1} et V_{y2} $L=2m$	E-Sol03 $e=20cm$	Soupenste, 1 ^{er} et 2 ^{ème} E-sol $e=15cm$	RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} Etage $e=15cm$	3 ^{ème} et 4 ^{ème} Etage $e=15cm$
$M (KN.m)$	2214.21	1486.13	1111.038	558.44
$N (KN)$	1856.77	1260.893	1044.844	656.202
$V(KN)$	280.66	133.197	56.068	115.80
$\tau (MPa)$	1.09	0.69	0.29	0.61
$l_t(m)$	0.72	0.72	0.69	0.78
$l_c(m)$	0.57	0.57	0.63	0.08
$A_v^{min} / z.com (cm^2)$	1.13	0.84	0.94	1.82
$A_v^{min} / z.tend (cm^2)$	2.87	2.15	2.06	1.17
$A_v^{cal} / face (cm^2)$	0.23	0.154	0.131	0.08
$A_v^{min} (cm^2)$	6	4.5	4.5	4.5
$A_v^{adp} / face (cm^2)$	13.57	9.42	9.42	9.42
Nbre de barres	12HA12	12HA10	12HA10	12HA10
$S_t(cm)$	20	20	20	20
$A_h^{cal} / espacmt (cm^2)$	1.36	0.64	0.27	0.56
$A_h^{min} (cm^2)$	1.69	1.27	1.41	1.76
$A_h^{ad} / espacmt (cm^2)$	2.26	1.57	1.57	2.26
Nbre de barres ^e	2HA12	2HA10	2HA10	2HA12
$S_t(cm)$	20	20	20	20

Tableau V.22. Résultats de calcul de ferrailage des voiles V_{y3} et V_{y4}

Voiles V_{y3} et V_{y4} $L=2.7m$	RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} Etage $e=0.15m$	3 ^{ème} et 4 ^{ème} Etage $e=0.15m$	5 ^{ème} et 6 ^{ème} Etage $e=0.15m$	7 ^{ème} et 8 ^{ème} Etage $e=0.15m$
$M (KN.m)$	285.53	1878.534	1510.008	84.816
$N (KN)$	2388.344	11.71	87.525	556.848
$V(KN)$	1118.87	411.424	345.663	142.557
$\tau (MPa)$	4.29	1.58	1.32	0.55
$l_t(m)$	/	/	/	/
$l_c(m)$	2.7	2.7	2.7	2.7
$A_v^{min} / z.com (cm^2)$	4.05	4.05	4.05	4.05
$A_v^{min} / z.tend (cm^2)$	/	/	/	/
$A_v^{cal} / face (cm^2)$	38.89	27.19	23.10	9.36
$A_v^{min} (cm^2)$	6.075	6.075	6.075	6.075
$A_v^{adp} / face (cm^2)$	41.21	32.17	24.63	12.57
Nbre de barres	8HA16+8HA20	16HA16	16HA14	16HA10
$S_t(cm)$	20	20	20	20
$A_h^{cal} / espacmt (cm^2)$	3.02	1.48	1.24	0.51
$A_h^{min} (cm^2)$	0.337	0.45	0.45	0.45
$A_h^{ad} / espacmt (cm^2)$	3.08	2.26	1.57	1.01
Nbre de barres	2HA14	2HA12	2HA10	2HA8
$S_t(cm)$	15	20	20	20

V.7.3 Schéma de ferrailage du voile

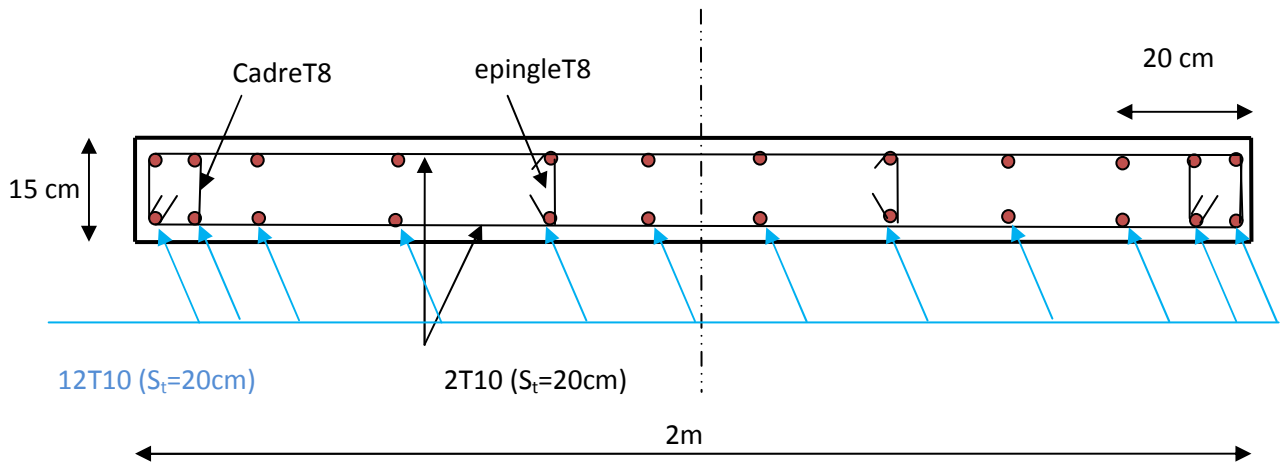


Figure. V.6. Schéma de ferrailage du voile V_{y1} du RDC

V.8.Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferrailages obtenus par deux logiciels de calcul (SAP2000 et Socotec) ainsi que le ferrailage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

Les sections minimales exigées par le RPA99/Version 2003 sont souvent importantes par rapport à celles données par les deux logiciels utilisés. Les règles RPA favorisent la sécurité avant l'économie.

VI.1. Introduction

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charge et évite les tassements différentiels.

VI.2. Choix du type des fondations

Le choix du type de fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ la capacité portante du sol ;
- ✓ les Charges transmises au sol ;
- ✓ la distance entre axes des poteaux ;
- ✓ la profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, la vérification se fait dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes, le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.2.1. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le *RPA99 (Article 10.1.4.1)* les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

VI.2.2. Capacité portante du sol

D'après le rapport de sol établi par le Laboratoire et Engineering de la Construction (L.E.C BEJAIA) ; les sols sont domines par des limons schisteux argileux très graveleux, avec passage de pierres d'origine calcaire. A partir de 3^m de profondeur en général, on trouve des schistes marneux très rigides et très compacts.

A cet effet, on préconise :

- La couche des sols de schistes fiables et altérés de 1m d'épaisseur doit être excavée et évacuée.
- Le taux de travail dans le terrain à partir du 2^{ème} mètre est de 2.20 bars.
- Les caractéristique à partir de -5 m de profondeurs : $C=0.49$ bars et $\phi = 27^\circ$

VI.3. Vérifications

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} , \text{ Avec}$$

P : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède tous d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux vérifications ne sont pas satisfaites, on passe au radier général.

VI.3.1. Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base (a×a) d'où les semelles sont carrées (A× A).

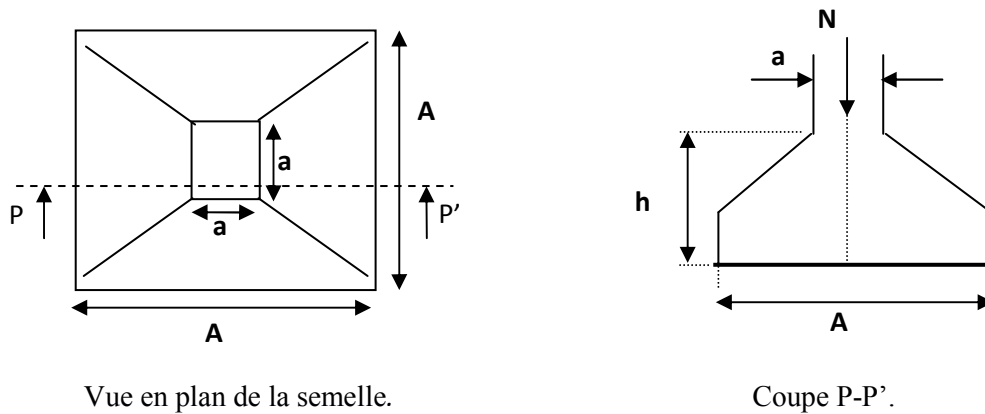


Figure VI.1. Schéma d'une semelle isolée

Les poteaux étant de section carrée, on choisi des semelles carrées.

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

$$N = N_{sup} + N_{inf}$$

N_{sup} : effort normal transmis par le poteau de la super structure.

N_{inf} : effort normal du au poids de l'avant poteau + le poids estimé de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$$N_{sup} = 1895.893 \text{ KN.}$$

$$N_{inf} = 25 \times 0.6 \times 0.6 \times 1.5 + 25 \times 0.45 \times 1.5 \times 1.5 = 38.81 \text{ KN.}$$

$$N = N_{sup} + N_{inf} = 1934.70 \text{ KN.}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{a \times N}{a \times \bar{\sigma}_{sol}}}, \text{ avec } \bar{\sigma}_{sol} = 2.2 \text{ bars.}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{0.6 \times 1934.70}{0.6 \times 220}} \Rightarrow A \geq 2.96 \text{ m.}$$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entres les semelles, et vu les distances entre axes des poteaux dans le sens xx', donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure, ce qui nous a conduit à vérifier les semelles filantes.

VI.3.2. Vérification des semelles filantes

Nous allons faire le calcul de la semelle sous voiles comme suit :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

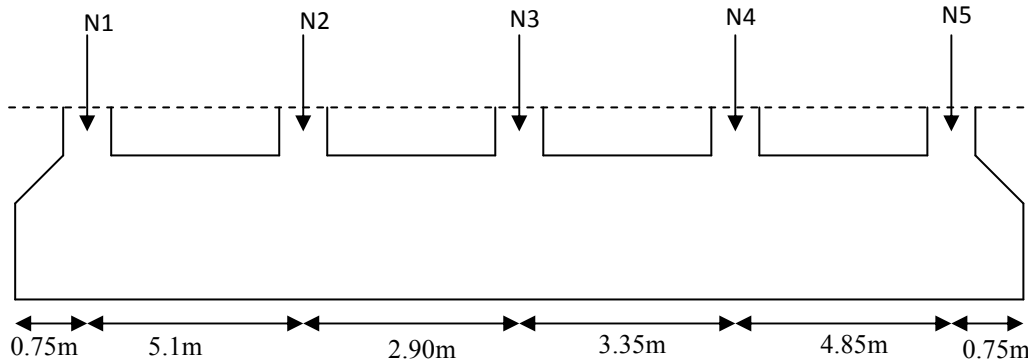


Figure. VI.2. Semelle filante

$$N = N_{sup} + N_s.$$

$$N_{sup} = \sum N_i = N1+N2+N3+N4+N5=1511.45+1445.91+1483.58+1895.89+1454.25=7791.08 \text{ KN.}$$

$$N_s = 25 \times 1.5 \times 16.20 \times 0.45 = 273.375 \text{ KN.}$$

$$N = N_{sup} + N_s = 8064.45 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \frac{8064.45}{17.70 \times 220} \Rightarrow B \geq 2.071m.$$

D'après le résultat, on remarque que la largeur *B* est grande, et vu les distances entre les axe des poteaux, et pour des raison économique, le choix des semelles est exclu donc on passe au radier général.

VI.3.3 Vérification du radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. Le choix du radier se base sur ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

VI.4. Pré-dimensionnement

A. Condition de coffrage

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{Art (4-2-2)}$$

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{max} = 510\text{cm.}$$

Ce qui donne: $h_t \geq 51\text{cm.}$

On opte pour une hauteur $h_t = 55\text{cm.}$

$$\text{Pour la dalle } h_0 \geq \frac{l_{max}}{20} \Rightarrow h_0 \geq 25.50 \text{ cm.}$$

On opte pour une hauteur $h_0 = 35\text{cm.}$

B. La condition de raideur (rigidité)

$$\text{Pour un radier rigide, il faut que } L_{max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2} \dots\dots\dots (1)$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}} \dots\dots\dots (2)$$

l_e : Longueur élastique.

E : Module de Young.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur $1ml$.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$.

$$E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2.$$

b : Largeur de l'élément considéré par ml .

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \dots\dots\dots (3)$$

$$\text{De (1), (2) et (3), } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$\text{Donc : } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times (5.1)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.21 \times 10^7}} \Rightarrow h_t \geq 0.74\text{m.}$$

On prend : $h_t = 0.75\text{m}$ Pour les nervures du radier.

$$h_r = 0.35\text{m} \text{ Pour le radier.}$$

C. Surface du radier

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{22736.5}{220} = 103.34m^2.$$

Or la surface du bâtiment est : $S_{bat} = 173.73m^2$.

On opte $S_{rad} = S_{bat} \Rightarrow S_{rad} = 173.73m^2$

VI.4.1. Vérifications

A. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}$$

Art (5.2.2)

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

On considère une bande de largeur $b = 1m$

$$N_U = 31179.3KNm.$$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max} \times b}{2S}$$

$$V_u = \frac{31179.3 \times 5.1}{2 \times 173.73} = 457.65KN$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 35 = 32cm.$$

$$\tau_U = \frac{457.65 \times 10^{-3}}{0.32 \times 1} = 1.43MPa < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

B. Vérification au poinçonnement

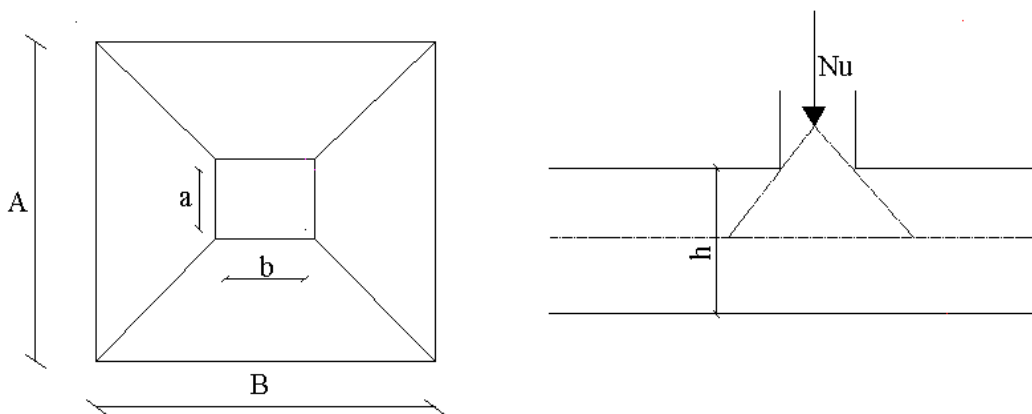


Figure VI.3. Zone de contact poteau-radier

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Art (A.5.2.4.2)

N_U : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A = 60 + 75 = 135cm \\ B = 60 + 75 = 135cm \end{cases}$$

On trouve $U_c = 5.40m$.

$$Nu = 2520.677KN \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3037.5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

C. Vérification des contraintes dans le sol

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

A partir du programme **Socotec** on trouve :

$$\begin{cases} X_g = 8.69m.; I_{xx} = 8079m^4 \\ Y_g = 5.92m.; I_{yy} = 16246.4m^4 \\ S_{rad} = 173.73m^2 \end{cases}$$

• **Dans le sens x-x**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_y} \times X_g$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

M_y : Moment sismique à la base

$$N = 22736.5 + 25 \times 0.35 \times 173.73 = 24256.64KN. \text{ et } M_y = 517.24KN.m$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g = 139.90KN / m^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_g = 139.34KN / m^2.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 139.76KN / m^2 < \overline{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots \text{ Vérifiée.}$$

• **Dans le sens y-y**

$$M_x = 757.62KN.m.$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_g = 140.17KN / m^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_g = 139..06KN / m^2.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 139.89KN / m^2 < \overline{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots \text{ Vérifiée.}$$

Vérification de la stabilité au renversement

Selon (Article 10.1.5) du RPA99/2003, 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:

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

√ Dans le sens x-x :

$$e = \frac{757.62}{24256.64} = 0.0312m < \frac{16.2}{4} = 4.05m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

√ Dans le sens y-y :

$$e = \frac{517.24}{24256.64} = 0.0213m < \frac{11.60}{4} = 2.9m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque de renversement dans les deux sens.

VI.5. Dalle du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversé, appuyé sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera pour le même ferrailage pour tout le radier de dimension

$l_x = 4.30m$ et $l_y = 4.85m$

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.35 = 8.75KN / m^2.$$

A. Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 \times G_0$$

$$q_u = \frac{31179.3}{173.73} + 1.35 \times 8.75 = 191.28KN / m^2.$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0$$

$$q_{ser} = \frac{22736.5}{173.73} + 8.75 = 139.62KN / m^2.$$

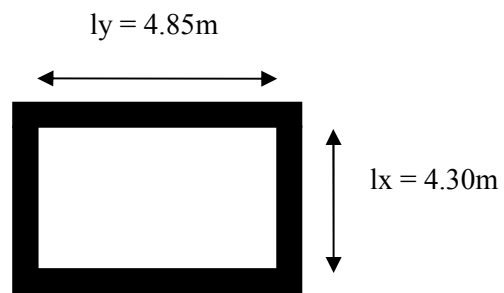


Figure VI.4. Panneau de dalle.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.88 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

▪ L'ELU : $\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$

Annexe 2

Sens x-x : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 168.35KNm$

Sens y-y : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 125.22KN.m$

➤ En travée : $\begin{cases} \text{Sens } xx : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 143.09KN.m. \\ \text{Sens } yy : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 106.43KN.m. \end{cases}$ **Art (IV.3)**

➤ En appui : $M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = 84.17KN.m.$

▪ **L'ELS** : $\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0546 \\ \mu_y = 0.8216 \end{cases}$ **Annexe2**

Sens x-x : $M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 140.95KN.m.$

Sens y-y : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 115.80KN.m$

➤ En travée : $\begin{cases} \text{Sens } xx : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 119.80KN.m. \\ \text{Sens } yy : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 98.43KN.m. \end{cases}$

➤ En appui : $M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = 74.22KN.m.$

Le ferrailage se fera pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0.35)m^2$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Résumé des résultats du ferrailage.

		μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ² /ml)	A (cm ² /ml) adopté
En travée	Sens-x	0.098	0.130	0.303	13.56	5T20 = 15.71
	Sens-y	0.073	0.095	0.307	9.94	5T16= 10.05
En appui		0.058	0.074	0.310	7.95	6T14= 9.24

B. Espacement des barres

Sens xx : $S_t \leq \min(3 \times h_r, 33) = 33cm.$

Art (II.1.3)

Sens yy : $S_t \leq \min(4 \times h_r, 45) = 45cm.$

Or, d'après notre choix des armatures dans les deux sens xx et yy ; nous avons :

$\begin{cases} \text{Sens } xx : S_t = 20cm. \\ \text{Sens } yy : S_t = 20cm. \end{cases}$

✓ **Vérification à l'ELU**

- **Condition de non fragilité**

Art (IV.7)

On calcule A_{min} :

$\left. \begin{matrix} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$

$$h_r = e = 35\text{cm}$$

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

$$\rho = 0.88$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 2.96\text{cm}^2 / \text{ml} < A_{\text{cal}}^x \\ A_{\min}^y = 2.8\text{cm}^2 / \text{ml} < A_{\text{cal}}^y \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Et on a : } A_t^y = 10.05\text{cm}^2 > \frac{A_t^x}{4} = 3.92\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa.}$$

$$V_u = \max \begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 274.16\text{KN.} \\ V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = 322.12\text{KN.} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{322.12 \times 10^{-3}}{1 \times 0.32} = 1\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Vérification à l'ELS

○ **En travée :**

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15M_{\text{ser}}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63\text{ MPa} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15\text{ MPa} (\text{contrainte admissible du béton}).$$

$\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier)

$$F.N: \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,63\text{ MPa, avec } \eta = 1,6 \text{ acier HA}$$

M_{ser} : moment max à l'ELS.

y : position de l'axe neutre.

I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2. \quad ; \quad \frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

Tableau VI.2 Vérification des contraintes de radier.

Sens	Moments (KN.m)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ _b (MPa)	Observation	σ _s (Mpa)	Observation
x-x	M _t ^x = 119.80	15.71	10.14	147361	8.25	Vérifie	335.54	Non vérifie
y-y	M _t ^y = 98.43	10.05	8.43	103718	8		260.42	
Appuis	M _a = 74.22	9.24	8.13	96883	5.91		213.56	

Remarque : On remarque que la condition $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s . Donc on va calculer :

$$A = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_{st}} \times d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \sqrt{90 \times \beta \times \left(\frac{1-\alpha}{3-\alpha}\right)} \text{ et } \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_{st}}}$$

Tableau VI.3. Recalcul des sections d'armatures à l'ELS

Sens	Moments (KN.m)	β	α	A_{calc} (cm ² /ml)	$A_{choisie}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
x-x	$M_t^x = 119.80$	5.8023×10^{-3}	0.356	21.07	7HA20=21.99	15
y-y	$M_t^y = 98.43$	4.7673×10^{-3}	0.328	17.13	6HA20=18.85	15
Appui	$M_a = 74.22$	3.5947×10^{-3}	0.291	12.74	7HA16=14.07	15

Tableau VI.4. Revérifications des contraintes de radier.

Sens	Moments (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	Observation	σ_s (Mpa)	Observation
x-x	$M_t^x = 119.80$	21.99	11.60	189300	7.34	Vérifie	196.54	vérifie
y-y	$M_t^y = 98.43$	18.85	10.92	169050	6.36		198.72	
Appuis	$M_a = 74.22$	14.07	9.70	135375	5.05		182.686	

↳ Toutes les contraintes sont vérifiées.

✚ Espacement des armatures

✓ Sens x-x: $S_t \leq \min[3h_r, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

✓ Sens y-y: $S_t \leq \min[4h_r, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

VI.5.1. Schéma de ferrailage de la dalle du radier

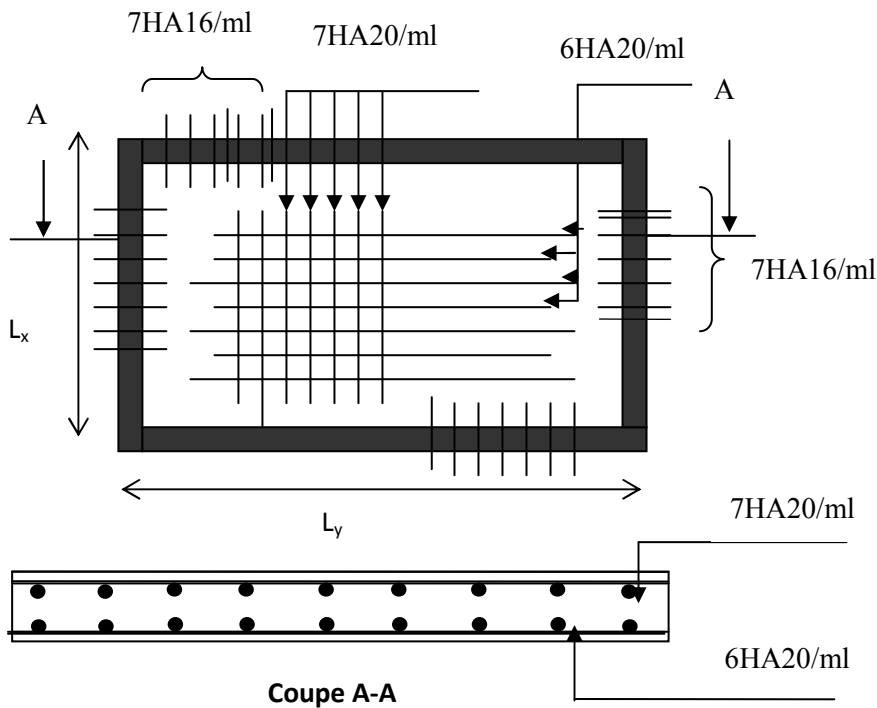


Figure. VI.5. Schéma de ferrailage du radier

VI.6. Etude des nervures

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

VI.6.1. Dimensionnement de la nervure

$$h_t = 0.75m, h_r = 0.35m, b_0 = 0.6m, d = 0.55m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{485}{10}; \frac{430}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(48.5; 21.5)$$

Soit : $b_1 = 20cm$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 100cm$

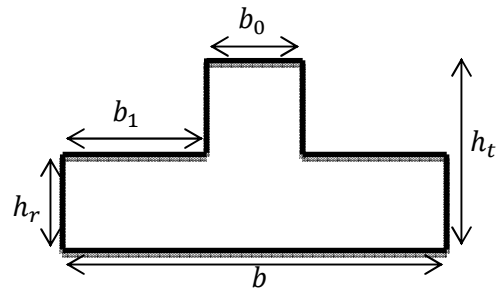


Figure VI.6. Section de la nervure à ferrailer

Le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges

transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, on prenant le cas le plus défavorable.

Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- ✓ P_m : charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.
- ✓ P_v : charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) L_{xd} \right]$	$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$ <p><u>Remarque</u> : si la nervure est soumise à un chargement triangulaire dans les deux coté</p>

Avec :

$$\checkmark \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y} \quad , \quad \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

VI.6.2. Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot » :

❖ **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0.8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = -0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

❖ **Moments en travée :**

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l} \right) + M_d \left(\frac{x}{l} \right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Sens X-X :

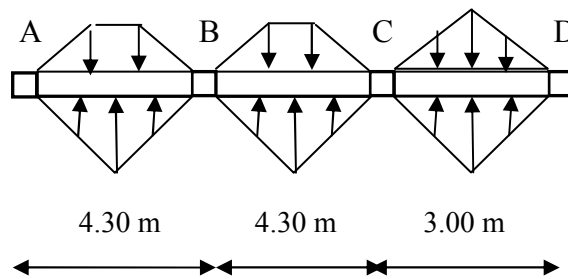


Figure VI.7. Charges transmises aux nervures (sens xx)

On a : $q_u = 191.28 \text{ KN/m}^2$; $q_s = 139.62 \text{ KN/m}^2$

Tableau VI.5. Sollicitations de la nervure principale (sens X-X)

Travée	L (m)	l' (m)	P _m (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	4.30	4.30	602.02	-66.31	-1100.04	1.73	895.75
B-C	4.30	3.44	536.49	-1100.04	-423.08	2.44	501.50
C-D	3	3	328.56	-423.08	-66.31	1.93	188.36

Tableau VI.6. Sollicitations maximales (sens X-X)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	895.75	-1100.04
Effort tranchant (KN)	1550.17	

Sens Y-Y :

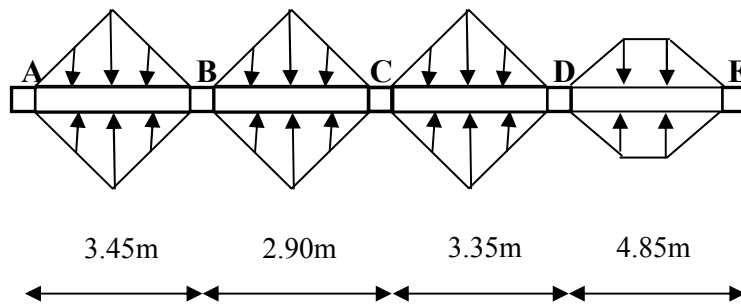


Figure.VI.8. Charges transmises aux nervures (sens yy)

Tableau VI.7. Sollicitations de la nervure principale (sens Y-Y)

Travée	L (m)	l' (m)	P _m (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	3.45	3.45	439.94	- 42.69	- 480.36	1.41	436.40
B-C	2.90	2.32	369.81	- 480.36	- 276.15	1.64	17.21
C-D	3.35	2.68	427.19	- 276.15	- 889.91	1.25	55.53
D-E	4.85	4.85	398.47	- 889.91	- 42.69	2.88	768.92

Tableau. VI.8 . Sollicitations maximales (sens Y-Y)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	768.92	-889.91
Effort tranchant (KN)	1219.42	

VI.6.3. Ferrailage

Tableau .VI.9 . Tableau De ferrailage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Choix (cm ² / ml)
Sens X-X	Travée	895.75	53.12	6.64	12HA25 = 58.9
	Appui	-1100.04	67.74	6.64	4HA32+8HA25 =71.44
Sens Y-Y	Travée	768.92	44.64	6.64	6HA25 + 6HA20 =48.3
	Appui	-889.91	52.72	6.64	12HA25=58.9

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 2.82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min[0.2f_{c28}/1.5, 4\text{MPa}] = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ Vérification des contraintes

On a : $q_s = 139.62 \text{ KN/m}^2$.

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

Tableau VI.10 .Vérification des contraintes dans les nervures

Localisation		Moment (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Sens X-X	Travée	119.80	2.53	47.73	Vérifiée
	Appui	74.22	1.41	23.43	Vérifiée
Sens Y-Y	Travée	98.43	2.21	47.25	Vérifiée
	Appui	74.22	1.41	23.43	Vérifiée

❖ Les armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{max} \right] = 15.71 \text{ mm, Alors, } \phi_t = 12\text{mm.}$$

❖ Espacements des aciers transversaux

Pour les armatures transversales, on a :

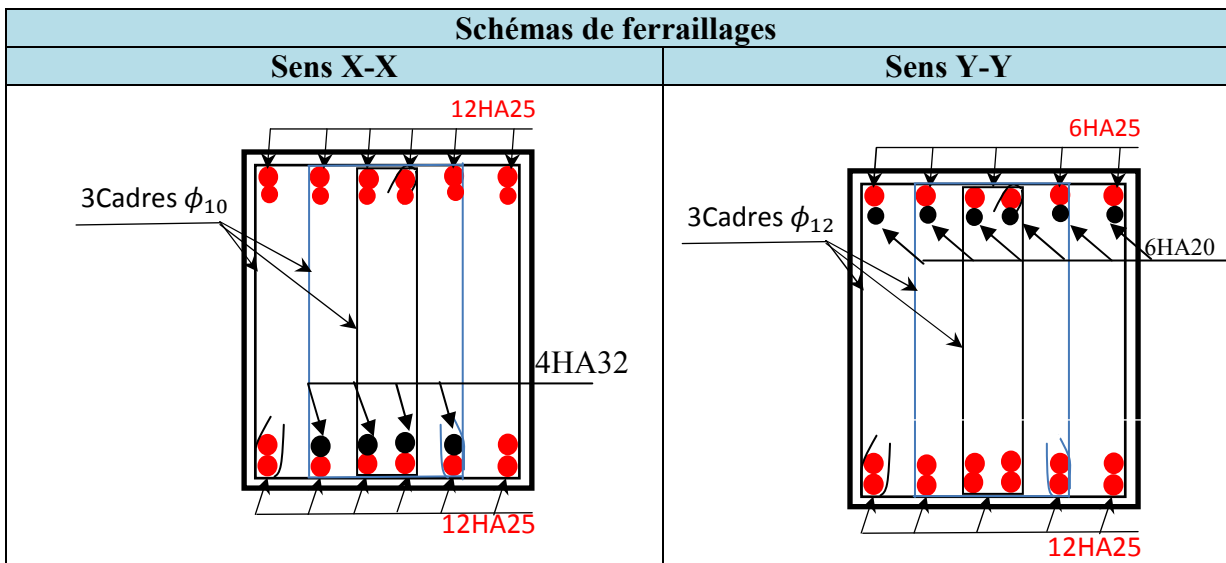
$$A_t = 3\text{Cadres } \phi_{12} = 6 \phi_{12} = 6.79 \text{ cm}^2.$$

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t1} \leq 113\text{cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \quad S_{t3} \leq 16.17 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40\text{cm}) = 40\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

Tableau VI.11 Schémas de ferrillages des nervures (0.75*0.6)



VI.7. Voile périphérique

Selon le RPA99/version 2003 Les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de la base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures de ce voile ne doit pas réduire (diminue) sa rigidité d'une manière importante

VI.7.1. Dimensionnement des voiles périphériques

Hauteur $h = 12.42m$.

Epaisseur $e = 20\text{ cm}$.

Largeur $L = 16.20\text{ m}$.

VI.7.2. Caractéristiques du sol

Poids spécifique : $\gamma = 20.9\text{ KN/m}^3$

Angle de frottement : $\varphi = 27^\circ$

La cohésion : $C=0.49\text{bars}$

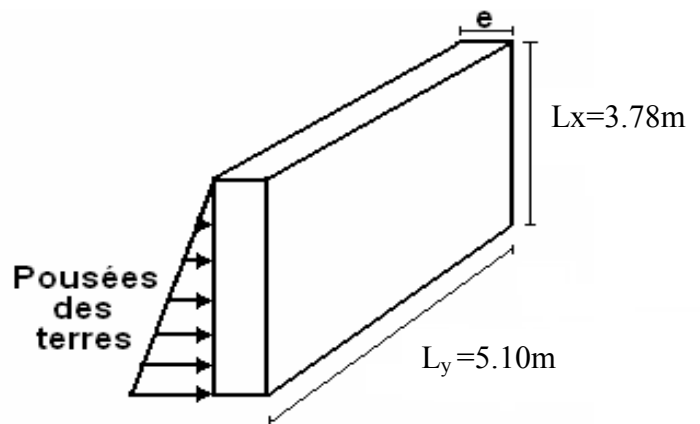


Figure VI.9. Voile périphérique.

VI.7.3. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

➤ **Poussée des terres**

$$G = \gamma \times h \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) - 2 \times C \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$G = 20.9 \times 12.42 \times \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{27}{2}\right) - 2 \times 49 \times \text{tg}\left(\frac{180}{4} - \frac{27}{2}\right)$$

$$G = 37.42 \text{ KN/m}^2$$

➤ **La surcharge accidentelle**

On a : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times [\text{tg}^2(\pi/4 - \phi/2) - (2 \times c) / (\gamma \times h) \times \text{tg}(\pi/4 - \phi/2)]$$

$$Q = 10 \left[\text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{27}{2}\right) - \frac{2 \times 49}{20.9 \times 12.42} \times \text{tg}\left(\frac{180}{4} - \frac{27}{2}\right) \right]$$

$$Q = 1.45 \text{ KN/m}^2$$

VI.7.4. Ferrailage du voile périphérique

VI.7.4.1. Méthodologie de calcul

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

➤ **A l'ELU :**

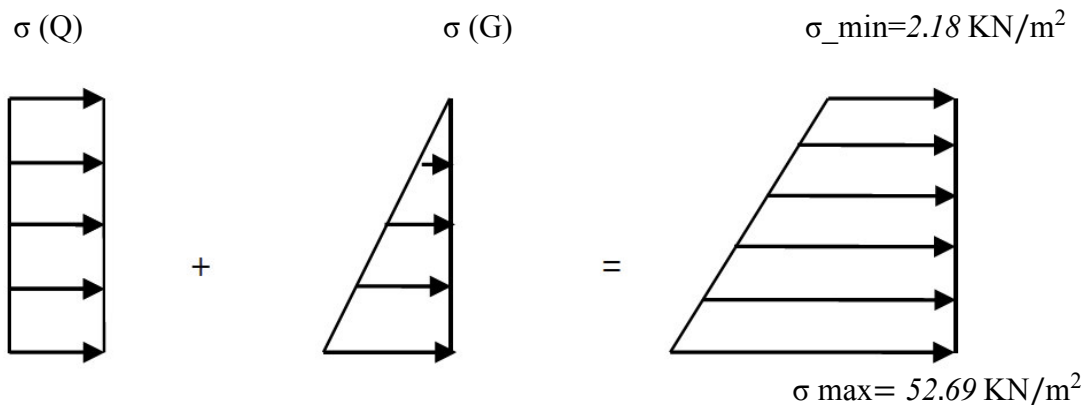


Figure.VI.10. Répartition des contraintes sur le voile périphérique.

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 2.18 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5Q = 52.69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = (3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) / 4 = 40.06 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable.

$$\begin{cases} l_x = 3.78m \\ l_y = 5.10m \end{cases} \begin{cases} b = 1m \\ e = 20cm \end{cases} ; q_u = 52.69$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.74 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens.}$$

Tableau V.I.12. Sollicitations dans le voile périphérique

	M	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)
Sens x-x	0.0633	47.66	40.51	23.83
Sens y-y	0.4938	23.53	20	11.17

Le ferrailage se fait pour une section de (b × e).

Les résultats de calcul sont regroupée dans le tableau ci-après sachant que :

$$A_{min} = 0.1\% \times b \times h \dots \text{condition exigée par le RPA.}$$

Tableau VI.13. Ferrailage du voile périphérique.

Localisation		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)
En travée	Sens-x	40.50	0.088	0.116	0.172	6.78	5T14=7.70
	Sens-y	20	0.044	0.056	0.176	3.27	5T10=3.93
En appui	Sens-x	23.083	0.052	0.066	0.175	3.91	5T10=3.93
	Sens-y	11.77	0.025	0.032	0.177	1.90	5T10=3.93

VI.7.4.2. Vérification

➤ **A l'ELU :**

a) La condition de non fragilité

$$A_{min}^x = (\rho_0 (3-\rho) \cdot b \cdot e) / 2 = 1.81 \text{ cm}^2 < A_{cal} \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \cdot b \cdot e = 1.60 \text{ cm}^2 < A_{cal} \dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Espacement des armatures

$$\text{Armatures // } L_x : St \leq \min (3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} . \text{ Alors } St = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures // } L_y : St \leq \min (4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} . \text{ Alors } St = 20 \text{ cm}$$

c) Effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}.$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 66.39 \text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{66.39 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.368 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 98.07 \text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{98.07 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.545 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **A L'ELS :**

$$\sigma_{\min} = Q = 1.45 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = q_s = G + Q = 38.87 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = (3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) / 4 = 10.08 \text{KN/m}^2$$

Tableau .VI.14. Sollicitations dans le voile périphérique à l'ELS.

	μ	$M_0(\text{cm}^2)$	$M_t(\text{cm}^2)$	$M_a(\text{cm}^2)$
Sens x-x	0.0696	38.65	32.85	19.33
Sens y-y	0.6315	24.41	20.75	12.21

a. Vérification des contraintes :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right] = 201.63 \text{MPa}.$$

b. Etat limite de compression dans le béton

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VI.15. Résultats de calcul et vérification à l'ELS.

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
En travée	Sens x-x	32.85	7.70	5.39	23586	7.52	15	263.31	201.63
	Sens y-y	20.75	3.93	4.05	13686	6.14	15	317.12	201.63
En appui	Sens x-x	19.33	3.93	4.05	13686	5.72	15	295.40	201.63
	Sens y-y	12.21	3.93	4.05	13686	3.61	15	186.54	201.63

On remarque que la contrainte de l'acier en travée dans les deux sens x-x et y-y ; et en appui selon x-x, n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section des aciers

- 6HA16/ml=12.06cm² en travée dans le sens x-x, ce qui nous à donner une contrainte dans l'acier : $\sigma_s=171.93 \text{ MPa} \leq 201.63 \text{ Mpa}$; Avec st= 15cm
- 6HA12/ml=6.79cm² en travée dans le sens y-y, ce qui nous à donner une contrainte dans l'acier : $\sigma_s=187.56 \text{ MPa} \leq 201.63 \text{ Mpa}$. ; Avec st= 15cm
- 5HA14/ml=7.70 cm² en appui dans le sens x-x, ce qui nous à donner une contrainte dans l'acier : $\sigma_s=154.92 \text{ MPa} \leq 201.63 \text{ Mpa}$. ; Avec st= 20cm

VI.7.4.3. Schéma de ferrailage du voile périphérique

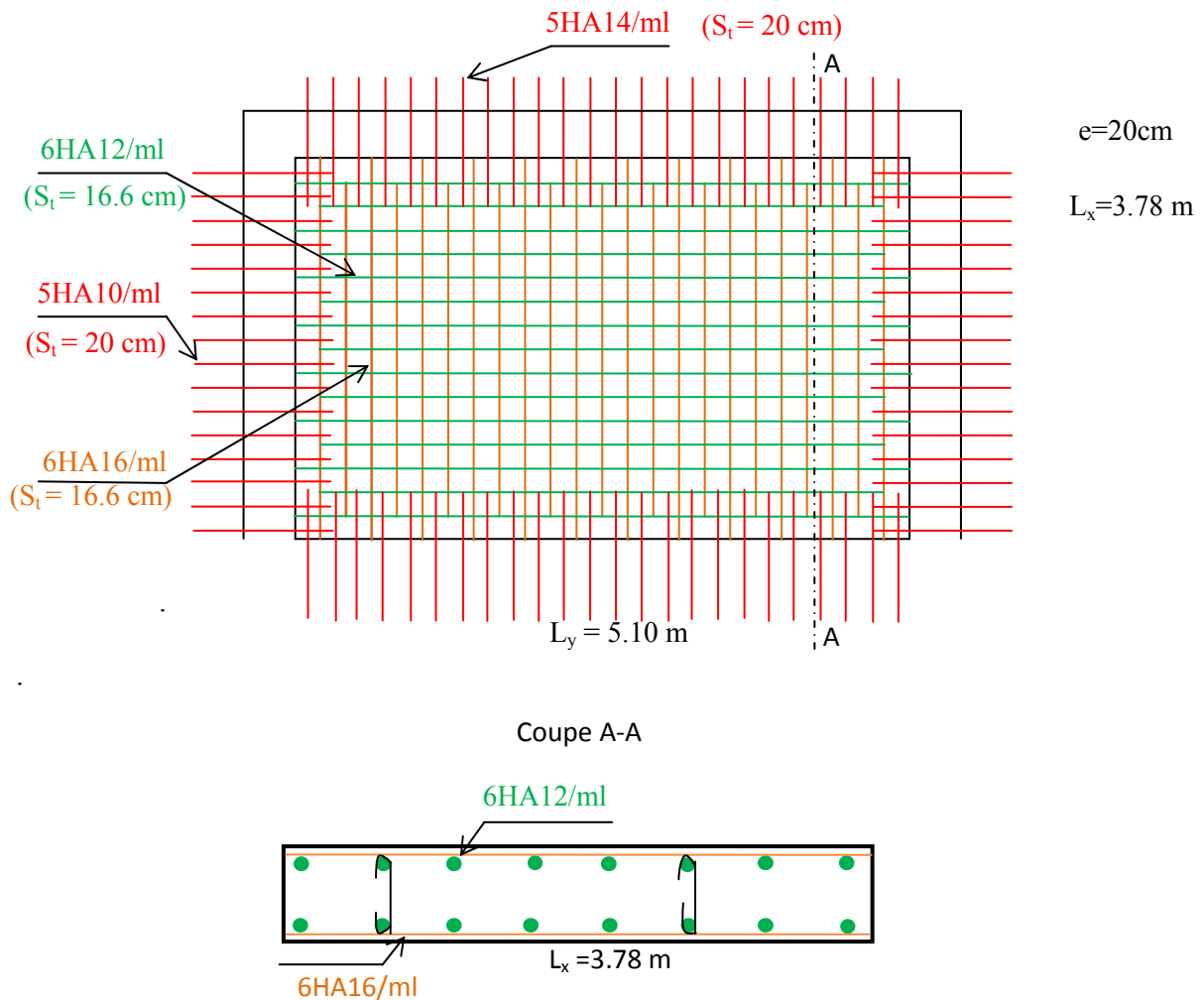


Figure VI.11. Schéma du ferrailage du voile périphérique

IV.8. CONCLUSION

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus à cause de leur grande largeur et pour des raisons économiques nous avons opté pour un radier général.

Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferrillé comme un plancher encastré au niveau du radier.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude nous a permis d'exploiter les connaissances théoriques acquises durant le cursus universitaire et d'appliquer les différentes techniques de calcul, ainsi que les concepts et les règlements en vigueur. Et la pratique des logiciels Comme : SAP2000, socotec, autocad ...etc.

A l'issue de ce travail on a pu tirer les conclusions suivantes :

- Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du coup feu.
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds nous a permis de vérifier que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
- Le radier s'est avéré le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

L'utilisation du logiciel SAP2000.V14 nous a permis de faciliter les calculs, d'avoir une simulation proche de la réalité et un gain de temps important dans l'analyse de cette structure.

Annexe 1

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 2

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 3

Table de PIGEAUD

**M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$
au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension**

$Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.5$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053
1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
Valeur de M₂	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010
1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

ANNEXE 4

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux max	Course max en m	Dimensions de cabine	Passage libre de port	Dimensions de gaine	Profondeur de cuvette		
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	D2 HSG		
630 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
	1,50	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	
1000 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	
	1,50	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160	
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160	
	2,50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
		TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
	4,00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320		
1250 16 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160	
		ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160	
	1,50	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160	
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160	
2,50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220		
	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220		
1600 21 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160	
		ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160	
	1,50	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160	
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160	
2,50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220		
	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220		
4,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320			

Notes: Toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. (1) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sont données dans les conditions normales.
 (2) Entrainement 2V = 2 vitesses, Dy S = Dynamon 3 vitesse continue de vitesse. (3) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sont données dans les conditions normales.
 (4) ACVF = Ascenseur à Cabine Variable de Vitesse. (5) TD 2 = Transbordement de 2 étages. (6) La passerelle est calculée d'après la norme CEN 15-100 et CEN 15-101.
 Dy MV = Dynamon à vitesse variable. TD 2 = Transbordement de 2 étages de traction sans gear.

Caractéristiques générales

Installation

en simplex
pour les dispositions
en batterie,
consulter la table T31

Manœuvre

collective (à sensibilité
sélective, à analyse
permanente de trafic,
à ouverture centrale
trafic intense)

Nombre de faces de service

simple accès

Portes automatiques

Distance mini entre niveaux

255 cm

Hauteur sous dalle (Z) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée C ₀ en kVA	Réaction maxi en daN			
	BO	prof. TO	hauteur HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM	
					In	Id	In	Id					
355	360	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	360	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	360	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490		240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	460	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
520		260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33500	14000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	45	33500	12500	1500
460	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	36000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	14000	3000
540		260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	18000	5000
590		260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000



Le symbole international pour le handicap National de (L'Etat) pour la classification des Handicaps
L'usage des symboles n° 001). Les appareils sont conformes à la Norme NF P 81-201 et
sont accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

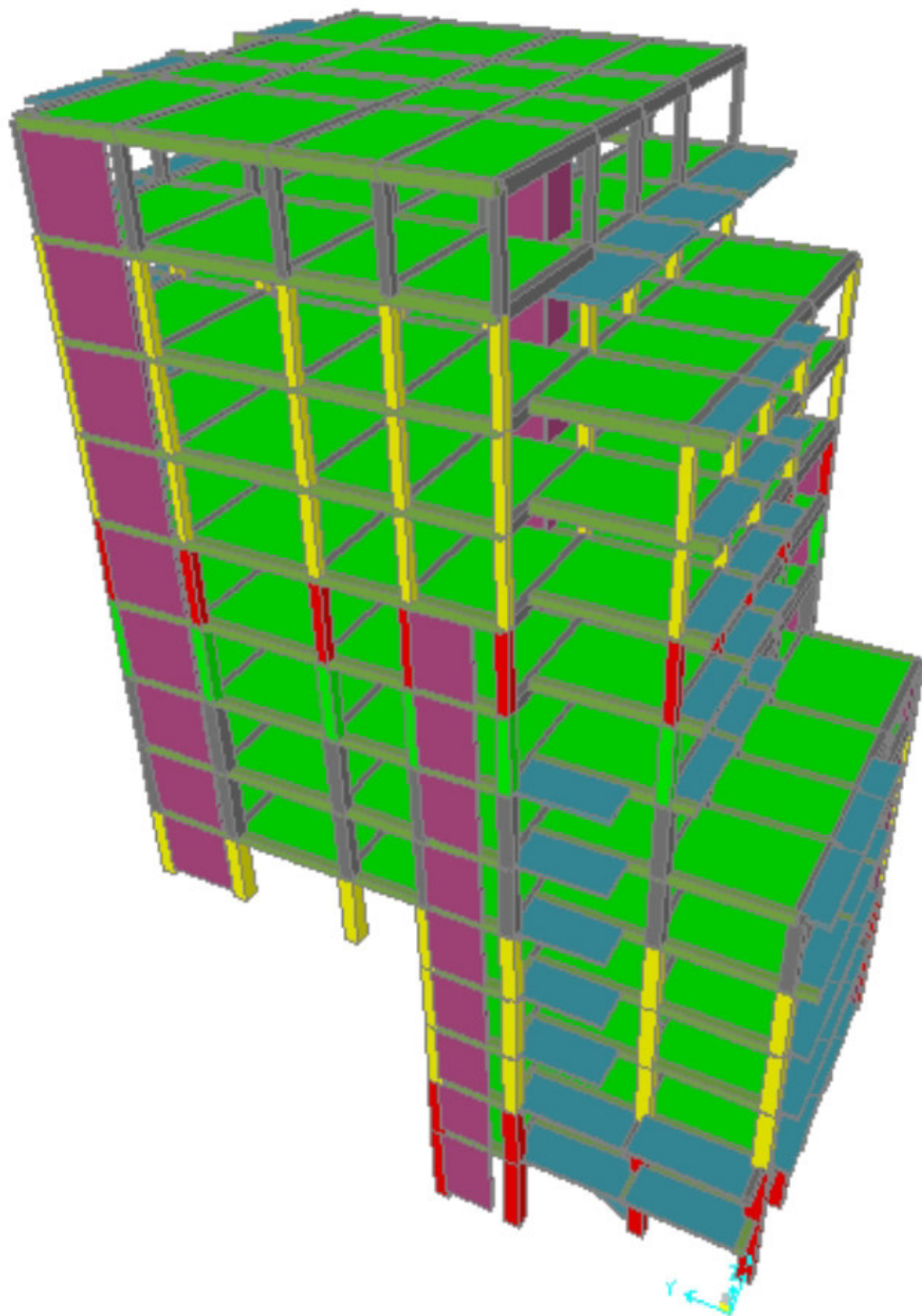
Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le cadre d'un document général.
S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre
contact avec votre Correspondant Schneider submergé.

Bibliographie

- ✓ *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).*
- ✓ *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 91).*
- ✓ *Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).*
- ✓ *Document technique réglementaire (D. T. R), charges et surcharges d'exploitations.*

Autres documents consultés :

- *Cahier de cours de cursus.*
- *Mémoires de fin d'études.*



Introduction
Introduction
Générale
Générale

Chapitre I

Généralités

Chapitre II
Chapitre II
Pré dimensionnement
Pré dimensionnement
des Eléments
des Eléments

Chapitre III
Chapitre III
Calcul des Éléments
Calcul des Éléments
Secondaires
Secondaires

Chapitre IV
Etude Dynamique

Chapitre V
Chapitre V
Calcul des Éléments
Calcul des Éléments
Principaux
Principaux

Chapitre VI
Chapitre VI
Etude de
l'Infrastructure

Conclusion

Générale

Annexes

Bibliographie