

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de Recherche
Scientifique
Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de la technologie
Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du Diplôme de master en génie civil

Option : structures.

Thème

Etude d'un bâtiment (R+12+entre sol) à usage
d'habitation, en portique contreventé par
Voiles

Encadreur : Mr Labiodh Bachir

Jurys:

Mr Ourabah
Mr Maziani.B

Réalisé par :

Mr Hamiche Abdellah
Mr Arkoub Réda

Promotion 2018-2019

Remerciements

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

Avant tous, nous remercions Allah, le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme de travail.

À nos familles, qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant notre parcours.

À monsieur B, LABIODH, notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail

Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus à notre travail, sans oublier de remercier tous les enseignants qui nous ont formé.

Nous remercions, en particulier l'architecte, Mr MIZI CHRIF de sa précieuse aide.

Nous remercions également tous ceux qui ont contribué de prêt ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Abdellah et reda

Dédicace

Je dédie ce mémoire :

*A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi et
qui m'ont donné un magnifique modèle de persévérance.*

A tous les membres de la famille.

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.

*Sans oublier mon binôme abdellah qui m'a supporté durant
toute la période de travail*

REDA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

À mes très chers père et mère.

À ceux qui se sont toujours dévoués et sacrifiés pour moi,

À Ceux qui m'ont aidé du mieux qu'ils pouvaient pour réussir,

À mes frères: mourad et boubekeur,

À mes sœurs : samira,

À tous mes amis (es).

À tous mes amis(es) de Génie civil.

*À Reda avec qui j'ai partagé des moments agréables durant
l'accomplissement de ce travail.*

*À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation
de ce mémoire.*

Que dieu vous garde.

Hamiche Abdellah

LISTE DES TABLEAUX

Tableau	page
Tableau I.1. caractéristique mécanique des aciers (BAEL91).....	6
Tableau II.1. tableau des dimensions de la volée de rdc +1er jusqu'a 11eme.....	12
Tableau II.2. évaluation des charges de plancher terrasse inaccessible.	14
Tableau II.3. Evaluation des charges de plancher étage courants.....	15
Tableau II.4. Evaluation des charges de la dalle pleine.....	15
Tableau II.5. Evaluation des charges des murs extérieures.....	15
Tableau II.6. Evaluation des charges des murs intérieur.....	16
Tableau II.7. Évaluation des charge du palier.....	16
Tableau II.8. évaluation des charges des volées.....	17
Tableau II.9. Descente de charge pour le poteau(B.5)	19
Tableau II.10. vérification des poteaux a la compression simple.....	24
Tableau II.11. Vérification des poteaux au flambement.....	25
Tableau II.12. les différents types des poutrelles.....	27
Tableau II.13. charge et surcharge d'exploitation	29
Tableau II.14. sollicitation a LELU dans les différents types de poutrelles (RDC et de 1 ^{er} a 11 ^{eme} étage.).....	31
Tableau II.15. sollicitation a LELS dans les différents types de poutrelles (RDC et de 1 ^{er} a 11 ^{eme} étage.).....	31
Tableau II.16. sollicitation a LELU dans les différents types de poutrelles du 12 ^{eme} étage(terrasse inaccessible).....	32
Tableau II.17. sollicitation a LELS dans les différents types de poutrelles du 12 ^{eme} étage(terrasse inaccessible).....	32

Tableau II.18. les sollicitations les plus défavorables.....	33
Tableau II.19. ferraillage des différents types de poutrelles.....	36
Tableau II.20. vérifications des états limite de déformations.....	41
Tableau II.21. ferraillages des différents types de poutrelle après vérification de la flèche.....	42
Tableau II.22. schéma de ferraillages des poutrelles.....	43
Tableau II.23. ferraillages des dalles pleine D1 et D2.....	44
Tableau II.24. ferraillage de la dalle D3.....	45
Tableau II.25. calculs des réactions	48
Tableau II.26. calculs des sollicitations.....	48
Tableau II.27. calculs des armatures principales.....	49
Tableau II.28. Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	50
Tableau II.29. résultat du ferraillage de la poutre palière.....	54
Tableau II.30. combinaison d'action de l'acrotère.....	58
Tableau II.31. résultats de calculs de ferraillage de la dalle d'ascenseur.....	63
Tableau II.32. résultats de calcule ferraillage de la dalle local machine.....	65
Tableau III.1. valeur des pénalités P_q	69
Tableau III.2. période de vibration et taux de participation massique.....	75
Tableau III.3. effort sous charges verticales.....	76
Tableau III.4. effort sous charges horizontales	76
Tableau III.5. Vérification de l'effort tranchant a la base.....	77
Tableau III.6. Vérification des déplacements.....	78
Tableau III.7. vérification de l'effet $P-\Delta$	79
Tableau III.8. vérification de l'effort normale réduit.....	80
Tableau III.9. dimension final des éléments structuraux.....	81

Tableau IV. 1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	83
Tableau IV.2. les sollicitation dans les poteaux.....	84
Tableau IV.3. les armatures longitudinales dans les poteaux.....	87
Tableau IV.4. les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	88
Tableau IV.5. justification de l'effort normale ultime et l'effort normale maximum.....	90
Tableau IV.6. vérifications des contraintes de béton dans les poteaux.....	91
Tableau IV.7. Vérifications des sollicitations tangentielles dans les poteaux.....	92
Tableau IV.8. ferrailages des sections des poteaux.....	93
Tableau IV.9. les armatures longitudinales min et max dans les poutres selon RPA99....	96
Tableau IV.10. les sollicitations les plus défavorables.....	97
Tableau IV.11. Armatures longitudinales dans les poutres	97
Tableau IV.12. armatures longitudinales dans les poutres secondaires sous voiles.....	98
Tableau IV.13. vérification de l'effort tranchant.....	100
Tableau IV.14. vérification au cisaillement	101
Tableau IV.15. vérification de l'état limite de compression de béton.....	101
Tableau IV.16. moment résistants dans les poteaux.....	103
Tableau IV.17. moment résistants dans les poutres	104
Tableau IV.18. vérification de la zone nodale.....	104
Tableau IV.19. les sollicitations dans le voile $V_x=1.2m$ a tout les niveaux.....	110
Tableau IV.20. les sollicitations dans le voile $V_x=0.85m$ a tout les niveaux.....	111
Tableau IV.21. les sollicitations dans le voile $V_x=1.6m$ a tout les niveaux.....	111

Tableau IV.22. les sollicitations dans le voile $V_y=0.8m$ a tout les niveaux.....	112
Tableau IV.23. ferraillage du voile $V_x=1.2m$ a tout les niveaux.....	114
Tableau IV.24. ferraillage du voile $V_x=0.85m$ a tout les niveaux.....	115
Tableau IV.25. ferraillage du voile $V_x=1.6m$ a tout les niveaux.....	115
Tableau IV.26. ferraillage du voile $V_y=0.8m$ a tout les niveaux.....	116
Tableau V.1. Ferrailage du radier.....	123
Tableau V.2. résumé des résultats (vérifications des contraintes).....	124
Tableau V.3. résumé des résultats (vérifications des contraintes).....	124
Tableau V.4. Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.....	126
Tableau V.5. Sollicitations de la nervure dans le sens x-x.....	127
Tableau V.6. résumé des résultats de ferrailages des nervures.....	127
Tableau V.7. résumé des résultats (vérifications des contraintes).....	128
Tableau V.8. résumé des résultats (vérifications des contraintes).....	128
Tableau V.9. schéma de ferrailage des nervures.....	129
Tableau V.10. ferraillage du mur adosse.....	130
Tableau V.11. résumé des résultats (vérifications des contraintes).....	131

Table des figures

Figure	Page
Fig .I.1 : diagramme des contraintes-déformations pour le béton.....	3
Fig .I.2 : digramme des contraintes-déformations pour l'acier	5
Fig. II.1 : disposition des poutrelles.....	8
Fig.II.2 : coupe transversale sur un plancher a corps creux.....	9
Fig.II.3 : schéma d'une poutrelle.....	9
Fig.II.4 : dalle sur deux appuis (D1 et D2).....	10
Fig.II.5 : dalle sur deux appuis(D3).....	10
Fig.II.6 : schéma statique de l'escalier droit (a deux volées).....	11
Fig.II.7 : schéma de l'acrotère (terrasse inaccessible).....	12
Fig.II.8 : schéma statique de la descente de charge.....	19
Fig.II.9 : schéma statique d'une poutrelle.....	30
Fig.II.10 : caractéristiques géométriques de la poutrelle.....	33
Fig.II.11 : schéma de ferrailage de la dalle de compression	43
Fig.II.12 : schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.....	46
Fig.II.13 : vue en plan de l'escalier droit a deux volées.....	46
Fig.II.14 : schéma statique de l'escalier.....	47
Fig.II.15 : schéma de ferrailage de l'escalier.....	52
Fig.II.16 : schéma statique de la poutre palière.....	53
Fig.II.17 : schéma de ferrailage de la poutre palière.....	56
Fig.II.18 : coupe transversale de l'acrotère.....	57
Fig.II.19 : schéma statique de l'acrotère	57
Fig.II.20 : schéma de ferrailage de l'acrotère.....	61
Fig.II.21 : coupe transversale de l'ascenseur.....	61
Fig.II.22 : schéma représentant de la surface d'impacte.....	64
Fig.II.23 : schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	67
Fig.III.1 : spectre de réponse sens x-x.....	72
Fig.III.2 : spectre de réponse sens y-y.....	72
Fig.III.3 : disposition des voiles.....	73
Fig.III.4 : 1 ^{er} mode de déformation (translation suivant y-y).....	73

Table des figures

Fig.III.5 :2 ^{eme} mode de déformation (translation suivant x-x)	74
Fig.III.6 :3 ^{eme} mode de déformation (torsion autour de z-z).....	74
Fig.IV.1 : zone nodale (avec coupe A-A).....	83
Fig.IV.2 : section réduite du béton	89
Fig.IV.3 : section d'un poteau.....	91
Fig.IV.4 : ferrailage des sections des poteaux.....	93
Fig.IV.5 :2U superpose (avec alternance dans l'orientation).....	96
Fig.IV.6 : poutres secondaires associe aux voiles.....	98
Fig.IV.7 : les moments sur la zone nodale.....	103
Fig.IV.8 : dispositions constructives de la poutre.....	105
Fig.IV.9 : schéma de ferrailage des poutres principales de tous les niveaux.....	107
Fig.IV.10 : schéma de ferrailage des poutres secondaires de tous les niveaux.....	107
Fig.IV.11 : disposition des armatures verticales	109
Fig.IV.12 : schéma de répartition des voiles.....	110
Fig.IV.13 : schéma d'un voile plein.....	112
Fig.IV.14 : schéma de ferrailage du voile $V_x=1.2m$ (entre sol).....	117
Fig.V.1 : vue d'une semelle isole.....	118
Fig.V.2 : semelle filante.....	119
Fig.V.3 : dimension du radier.....	120
Fig.V.4 : zone de contact poteau-radier.....	121
Fig.V.5 : dalle sur quatre appuis.....	122
Fig.V.6 : schéma de ferrailage du radier.....	125
Fig.V.7 : subdivision des charges suivant les lignes de ruptures.....	126
Fig.V.8 : sollicitation de la nervure dans le sens y-y.....	126
Fig.V.9 : sollicitation dans la nervure dans le sens x-x	127
Fig.V.10 : section a ferrailer.....	127
Fig.V.11 : schéma du mur adosse.....	129
Fig.V.12 : diagramme des contraintes	130
Fig.V.13 : schéma de ferrailage du mur adosse.....	132

Table des figures

Table des matières

Chapitre :	page
Introduction Générale.	
Chapitre I : généralité.	
I.1.introduction.....	1
I.2.présentation de l'ouvrage.....	1
I.2.1.caractéristique géométrique du bâtiment.....	1
I.2.2.éléments structuraux du bâtiment.....	1
I.2.3.donnée géotechnique du site.....	1
I.3.choix du contreventement.....	1
I.4.règlement et normes utilisé.....	1
I.5.états limites de calculs.....	2
I.6.hypothèse de calculs.....	2
I.7.caractéristique des matériaux.....	3
I.8.actions et sollicitations.....	6
I.9.conclusion.....	7
CHAPITRE II : pré-dimensionnement et étude des éléments secondaire.	
II.1.introduction.....	8
II.2.pré-dimensionnement des éléments secondaires.....	8
II.2.1.études des planché.....	8
II.2.2.escalier simple a deux volées.....	11
II.2.3.les voiles.....	12
II.2.4.l'acrotère.....	12
II.2.5.les poutres.....	13
II.2.6.les poteaux.....	14
II.2.7.évaluations des charges permanentes.....	14
II.2.8.la descente de charges.....	17
II.2.9.vérifications.....	22
II.2.10.conclusion.....	26
II.3.calculs des éléments secondaires.....	27
II.3.1.études des plancher.....	27
II.3.1.1.études des plancher a corps creux.....	27
II.3.1.2.les poutrelles.....	27

Table des matières

II.3.1.3.étude de dalle de compression.....	42
II.3.2.études des dalles pleines.....	43
II.3.2.1.dalle sur deux appuis (D1 et D2)	43
II.3.2.2.dalle sur deux appuis(D3).....	45
II.3.3.études des escaliers.....	46
II.3.4.étude de l'acrotère.....	57
II.3.5.l'ascenseur.....	61
II.3.6.conclusion.....	67
Chapitre III : étude dynamique.	
III.1.introduction.....	68
III.2.méthode de calculs.....	68
III.2.1methode statique équivalente.....	68
III.2.2.méthode d'analyse dynamique.....	71
III.3.description du logiciel ETABS version 16.2.0.....	72
III.4.interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnees par ETABS.....	73
III.5.vérification.....	75
III.5.1.période de vibration et taux de participation des masses modales.....	75
III.5.2.calculs des charges reprises par portiques et voiles.....	75
III.5.3.vérification de la résultante des forces sismique.....	77
III.5.4.vérification vis-à-vis des déplacements.....	77
III.5.5.justification vis-à-vis des effets p- Δ	78
III.5.6.vérification de l'effort normal réduit.....	80
III.6.conclusion.....	81
Chapitre IV : études des éléments structuraux.	
IV.1.introduction.....	82
IV.2.études des poteaux.....	82
IV.2.1.recommandation du RPA99/2003.....	82
IV.2.2.sollicitations dans les poteaux.....	84
IV.2.3.ferraillages des poteaux.....	85
IV.2.4.vérifications.....	89
IV.2.5.disposition constructives.....	92
IV.3.études des poutres.....	95

Table des matières

IV.3.1.recommandation du RPA99/2003.....	95
IV.3.2.ferraillage des poutres.....	97
IV.3.3.vérifications.....	104
IV.3.4.schéma de ferraillage des poutres.....	106
IV.4.étude des voiles.....	108
IV.4.1.recommandation du RPA99/2003.....	108
IV.4.2.les sollicitation de calculs.....	110
IV.4.3.vérifications.....	113
IV.4.4.calcul du ferraillage.....	114
IV.5.conclusion.....	117

Chapitre V : étude de l'infrastructure.

V.1.introduction.....	118
V.2.étude des fondations.....	118
V.2.1.choix du type de fondation.....	118
V.2.2.combinaison d'action a considérer.....	118
V.2.3.capacité portante du sol.....	118
V.2.4.vérification des semelles isolées.....	118
V.2.5.vérification des semelles filantes.....	119
V.2.6.radier générales.....	120
V.3.étude du mur adosse.....	129
V.3.1.schéma de ferraillage du mur adosse.....	132
V.4.conclusion.....	132

Conclusion Générale.

Bibliographie.

Annexes.

Plans de la structure.

Introduction général

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, mais construire de manière solide est durable, et pour cela il doit tenir compte de l'ennemie majeure de l'homme qui est le séisme.

L'Algérie est les pays qui son soumis a de grandes activités est risque sismiques.

Pour mieux ce protégé contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvement du sol.

Le risque sismique est liée a l'intensité du séisme et la vulnérabilité de la construction, raison pour la quel une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place.

Les ingénieurs en génie civil sont destines a concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnel, économiques, esthétiques, et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le chois du système de contreventement dépend de certaines considérations a savoir : la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le présente travail qui nous a été confie porte sur l'étude d'un bâtiment a usage d'habitation en R+12 avec entre sol, contreventer par un système mixte (voile-portique).

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur a savoir le RPA-99/version 2003, le BAEL, le CBA 93,

Et le document technique réglementaire D.T.R. BC 2.2

Pour procéder a une bonne étude de projet, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui suit :

- Le premier chapitre, donne une présentation globale de notre projet (généralité)
- Le deuxième chapitre, concerne le redimensionnement et calculs des éléments secondaires
- Le troisième chapitre, portera sur l'étude dynamique du bâtiment a laide de logiciel de calcul ETABS.2016
- Le quatrième chapitre, consiste aux ferrailages des éléments de contreventements et dispositions constructives, fondée sur les résultats du logiciel ETABS.2016.
- Le dernier chapitre, consiste à l'étude de l'infrastructure.

On termine par une conclusion générale qui synthèse notre travail.

Chapitre I

Généralités

I.1 INTRODUCTION

En génie civil, l'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur va prendre appui pour répondre à certaines exigences indispensables à son exploitation, afin d'assurer la sécurité, la durabilité, ainsi que le facteur d'économie qui doit être pris en compte.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+12 + un entre sols) à usage d'habitation à smina, dans la wilaya de Bejaia, qui est classé par le règlement parasismique algérien (RPA99/ VERSION 2003) comme une zone de moyenne sismicité (IIa)

I.2.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment

Hauteur totale du bâtiment par rapport au niveau 0.00 (sans acrotère)	37, 44m
Hauteur de l'entre sol	3,28m
Hauteur de RDC et des étages	2,88m
Longueur en plan.....	16m
Largeur en plan	17m

I.2.2. Eléments structuraux du bâtiment :

L'infrastructure : pour assurer la transmission des charges au sol.

Les escaliers : permettent le passage d'un niveau à un autre.

Les poteaux : éléments verticaux, permet la transmission des charge aux fondations

Les poutres : éléments horizontaux, permettent la transmission des charge aux poteaux.

Les planchers : éléments surfaciques horizontaux, qui assurent la transmission des forces agissantes dans leurs plans aux poutres.

Les balcons : sont réalisés par une dalle pleine en béton armé.

Les voiles : sont en béton armé, conçus pour reprendre les efforts horizontaux.

L'acrotère : fait en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse.

Les maçonneries : les murs extérieurs sont en double cloison séparé avec une âme d'air de 5 cm, Les murs intérieurs (de séparation) sont en seule paroi de brique de 10 cm

I.2.3. Données géotechniques du site :

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 selon le RPA 99 version 2003

Le sol de notre site est constitué (d'argiles marneuses en surface et des marnes schisteuses moyennement consolidées en profondeur).

La contrainte admissible du sol : $\sigma = 1,80$ bars.

L'encrenage minimal des fondations : $D = 2,50$ m.

La densité : $\gamma = 1,92$ t/m³.

L'angle de frottement : $\varphi = 20^\circ$.

La cohésion : $C = 0,28$ bars.

I.3. Choix du contreventement :

Le RPA 99 version 2003 exige, pour toutes structures dépassent 4 niveaux ou bien que hauteur de 14m en zone IIa, d'utiliser des portiques contreventés par voiles.

I.4. Règlements et normes utilisés :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont utilisés actuellement en Algérie :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).

I.5. Etats limites de calculs :

Définition :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage, ou l'un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

a) Etat limite ultime ELU :

C'est un état ou la capacité portante de la structure est maximale, son dépassement va engendrer la ruine de l'ouvrage.

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

b) Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

I.6. HYPOTHESE DE CALCUL :

a) ELU : CBA93 (article A.4.3.2).

- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton
- la résistance a la traction du béton est négligeable
- l'allongement ultime de l'acier est limite a 10‰
- le raccourcissement ultime du béton est limite a 3,5‰ dans le cas de flexion simple ou composée, et a 2‰ dans le cas de compression simple.
- le diagramme contrainte déformation de calcul du béton :on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifier dans les autres cas
- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimée, pour vu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15%

b) ELS : BAEL91 (article IV.1).

- les hypothèses citées précédemment en 1,2,3
- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastique ($\sigma = E\varepsilon$)
- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ telque : * E_s = module de déformation de l'acier
- * E_b = module de déformation longitudinale du béton
- * n = coefficient d'équivalence acier-béton
- on réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprime.

I.7. Caractéristique des matériaux

Les matériaux utilisés dans la construction sont conformes aux règles techniques de conceptions et de calcul des structures en béton armé BAEL91/99 est sont :

- Le béton.
- L'acier.

I.7.1. Définition de Béton :

Le béton c'est le matériau le plus prisé dans la construction de nos jours, il est constitué essentiellement d'un mélange d'agrégats liée par un liant hydraulique 'le ciment' ; qui peut adopter des formes diverses grâce à sa maniabilité ; après le durcissement il forme un monolithe

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développées.

Dans le langage courant, le béton sans précision signifie le béton de ciment, et en lui associant de l'acier on obtient le béton armée.

I.7.2. Résistance caractéristique

★ Résistance mécanique a la compression f_{cj}

- ◆ Une fois durcit, à 28 jours d'âge le béton doit bien résister à la compression, qui est la caractéristique essentielle est principale du béton, cette résistance pour notre projet est estimée à 25 MPa.
- ◆ par contre la résistance du béton à la traction et à la flexion est presque négligeable par rapport à la compression.
- ◆ Pour maximiser les performances d'un béton, il est important de se soucier auprès des autre performances talque : la perméabilité ; la porosité, un murissement adéquat et par conséquent :

Selon le BAEL pour : $j > 28$ jours $f_{cj} = f_{c28}$

Pour : $j < 28$ jours $f_{cj} = 0,685 \times f_{c28} \times \log(j + 1)$

D'après le CBA 93 on à pour f_{cj} les relations suivantes pour $j \leq 28$ jours

$f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] f_{c28}$ Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa (Art : A.2.1.1)

$f_{cj} = [j / (1,4 + 0,95j)] f_{c28}$ Pour $f_{c28} > 40$ MPa (Art : A.2.1.1)

Pour $j > 28$ jours : $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement

Diagramme des contraintes- déformations :

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré prolongé en son sommet par un palier horizontal

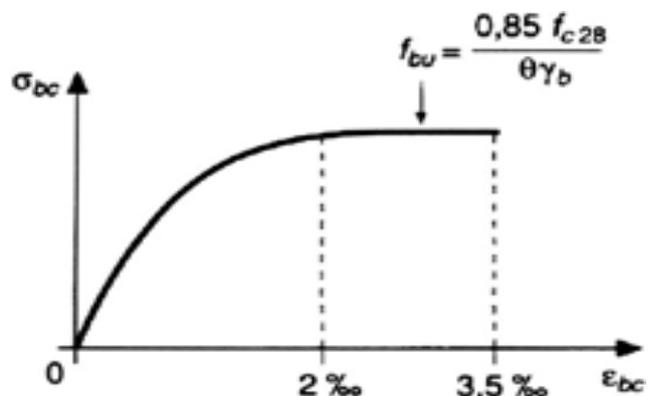


Fig. I.1 : Diagramme des contraintes - déformations pour le béton.

★ Résistance mécanique a la traction f_{tj}

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est donnée par :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{[CBA93] (article A.2.1.1.2).}$$

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

Contraintes limites :

1) A L'ELU : est notée σ_{bc} tel que $\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$ CBA93 (Art 4.3.4)

Avec : $\begin{cases} \gamma_b = 1.15 \text{ en cas de situation accidentel} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ en cas de situation durable ou transitoire.} \end{cases}$

$\begin{cases} \theta = 1 \text{ Lorsque } T > 24 \text{ h} \\ \theta = 0.9 \text{ lorsque } 1 \text{ h} \leq T \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 0.8 \text{ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action } < 1 \text{ h} \end{cases}$

Le coefficient de minoration 0.85 pour objet de couvrir l'erreur fait on néglige le fluage de béton.

2) A L'ELS :

• La contrainte de compression ($\bar{\sigma}_{bc}$) : (CBA 93 art.A.4.5.2)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

• La contrainte de cisaillement du béton :

La contrainte admissible dans le cas ou les armatures sont d'âme droite et lorsque elle comporte à la fois des barres relevées et des armatures droites définies comme suit :

▪ Cas de fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

D'où : $\bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$

▪ Cas de fissuration nuisible ou très nuisible :

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

D'où : $\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$

I.7.3. Le module de déformation longitudinale du béton :

Ils existent deux modules de déformation déterminés.

1) Le module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure a 24 h on a :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{ij}} \rightarrow E_{i28} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

2) Le module de déformation différée :

Pour des charges de longue durée d'application

$$E_{vj} = 37000 \sqrt{f_{ij}} \rightarrow E_{v28} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

Coefficient du poisson :

L'ELU : $\nu=0 \rightarrow$ calcul des sollicitations

L'ELS : $\nu=0.2 \rightarrow$ calcul des déformations

I.7.4. Le module de déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)}$$

À l'ELU ($\nu = 0$) $\Rightarrow G = 0,5 \times E_{ij}$; À l'ELS ($\nu = 0,2$) $\Rightarrow G = 0,4 \times E_{ij}$

I.7.5 Définition de l'acier :

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, On distingue :

• **Les treillis soudés :**

Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement.

• **Les ronds lisses :**

Ce sont des barres laminées de sections circulaires.

• **Les barres de haute adhérence :**

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

Diagramme des contraintes déformations pour les aciers

Le diagramme se compose de deux parties :

CBA93 (article A.2.2.2)

- ◆ Droite de Hook ($\sigma = E_\epsilon$) de pente $E=2 \cdot 10^5$ MPA indépendante de la nuance.
- ◆ Droite horizontale limitée à 10%(déformation maximale).

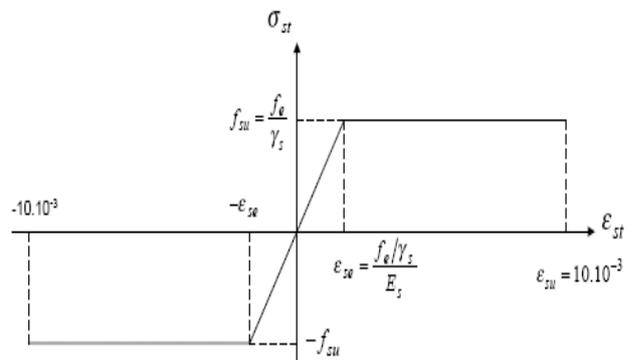


Fig2: Diagramme des contraintes- déformations pour les aciers

◆ **Contrainte limite de l'acier :**

★ A L'ELU: $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

f_e : contrainte limite élastique

- Ys: coefficient de sécurité de l'acier.
- Ys: 1.15 en cas de situation durable ou transitoire
- Ys: 1 en cas de situations accidentelles

★ A L'ELS:

Fissurations peu nuisibles pas de vérification

$$\text{Fissurations nuisibles : } \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nftj} \right] \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissurations très nuisibles : } \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min \left[\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{nftj} \right] \text{ Mpa}$$

n : Coefficient de fissuration, tel que : $n = 1$ pour les aciers ronds lisses

$n = 1.6$ Pour l'acier a haute adhérence (HA)

I.7.6 Caractéristique mécanique de l'acier :

Grace à la résistance à la traction de l'acier qu'on à pue avoir des structure solide

- ◆ Principale atouts de l'acier est sa résistance à la traction, il est doté d'un large domaine élastique, et la résistance aux chocs et à la rupture dépend, de la nuance d'acier

Donc a titre d'exemple, si on prend un acier de nuance fe400, sa signifie qu'il résiste à un effort de traction jusqu'a 400MPa, c'est sa limite élastique, de même il résiste aussi à une compression de 400MPa.

Tab I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers [BAEL91]

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

I.8. actions et sollicitations**I.8.1. les actions**

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- ★ **Des charges permanentes (G)** : sont des charges qui ne variés pas en fonction de tempes, Elles comprennent :
 - ◆ Le poids propre de la structure.
 - ◆ Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
 - ◆ Le poids et poussées des terres..
- ★ **Des charges variables (Q)** : Les charges variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

Les charges d'exploitations ; Les charges climatiques (neige et vent) ; Les effets thermiques.

☞ **Des charges accidentelles (E)** : Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

Les chocs ; Les séismes (E) ; Les explosions ; Les feux.

I.8.2. Valeurs de calcul des actions

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions, puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas du chargement le plus défavorable.

★ **Combinaisons de calculs**

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations selon le RPA99 version 2003 sont :

- ◆ Situation durable
 - { ELU : $1.35G+1.5Q$
 - { ELS : $G+Q$
 - $G+Q\pm E$
- ◆ Situations accidentelles
 - { $0.8G+E$
 - { $G+Q\pm 1.2 E$

★ Avec :

☉ G : charge permanente ; Q : charge d'exploitation ; E : l'action du séisme.

I.9. Conclusion :

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être avec précaution.

Pour réaliser notre structure on a deux matériaux essentielle sont les suivants :

- **Le béton** : il résiste à la compression, sa résistance minimale pour 28 jours est de 25 Mpa.
- **L'acier** : il résiste à la traction aussi à la compression, la nuance de l'acier $f_e = 400\text{Mpa}$.

Chapitre II

Pré dimensionnement et études des éléments secondaires

II.1.Introduction :

. Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93. L'objectif du Pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de notre structure afin de reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis.

II.2.Pré dimensionnement des éléments secondaires:

II.2.1.les planchers :

Le plancher est un élément qui joue le rôle de transmission des charges et surcharges, séparation des niveaux, ainsi l'isolation thermique et phonique.

Pour ce qui est de notre projet, nous avons opté pour :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalles pleine pour les balcons.

a) **Plancher à corps creux :**

le pré dimensionnement des planchers a corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée

par le CBA 93(art : B.6.8.4.2.4) :
$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

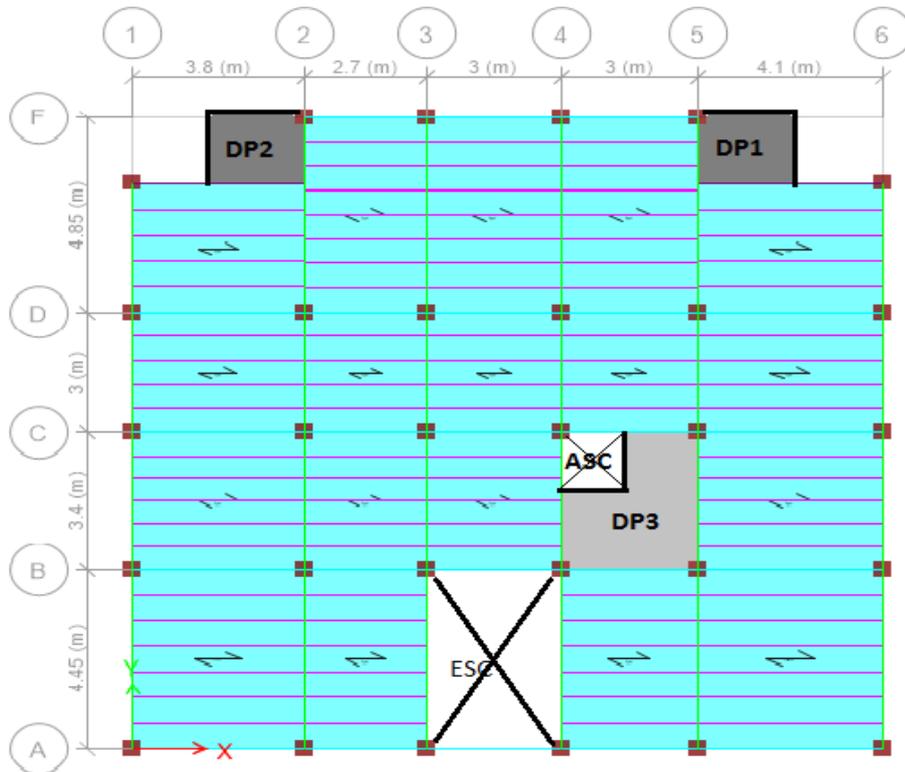


Fig. II.1 : Disposition des poutrelles.

Avec :

L_{max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles adoptées.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{max} = (410 - 30) = 380cm \Rightarrow h_t \geq \frac{380}{22.5} = 16,89cm .$$

Donc on adoptera des plancher a corps creux de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{dce} = 16 + 4$) = 20cm.

Avec : L_0 : distance entre axe des poutrelles. ; b_0 : largeur de la nervure.

$h_{cc} = 16\text{cm}$: Hauteur du corps creux. ; $h_{ddc} = 4\text{cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

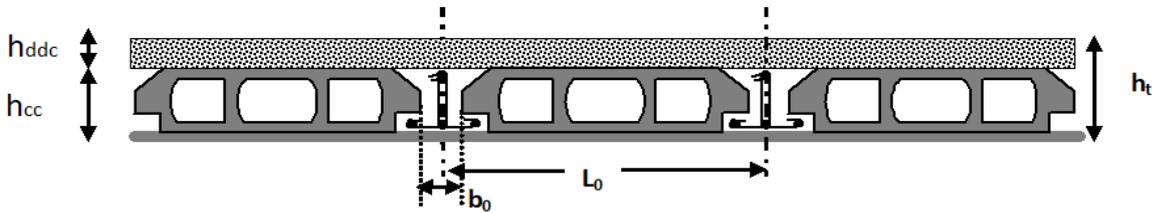


Fig. II.2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

Les poutrelles :

Définition :

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure (fig. II.1).

La largeur de la table de compression à prendre est définie par :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h \rightarrow b_0 = (0,4 \times 20, 0,8 \times 20) \text{ cm}$$

$$b_0 = (8 \text{ à } 16) \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } b_0 = 12\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10) \dots\dots \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$

- $L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$: distance entre deux nervures successives.
- L_y : la distance minimale entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$L_y = 270 - 30 = 240\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min (53/2 ; 240/10) \rightarrow b_1 \leq \min (26,5 ; 24) \rightarrow b_1 = 24\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 \rightarrow b = 2 \times 24 + 12 = 60\text{cm}$$

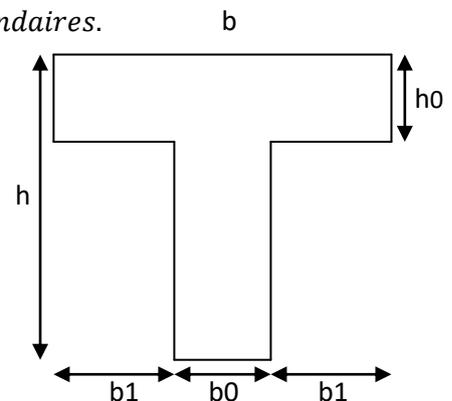


Fig. II.3 : Schema d'une poutrelle

b) Plancher à dalles pleines

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux).

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

a) Critère de résistance

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{Pour une dalle sur un seul appui.}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.}$$

L_x est la plus petite portée.

b) Critère de coupe feu

$e \geq 7\text{cm}$: pour une 1h de coupe feu (BAEL91). ; $e \geq 11\text{cm}$: pour 2h de coupe feu (BAEL91).

c) Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Dalle reposant sur deux appuis (D₁) et(D₂)

$L_x=160\text{cm}$

$L_y=165\text{cm}$

On aura donc :

$$\frac{160}{35} \leq e \leq \frac{160}{30} \Rightarrow 4.57 \leq e \leq 5.33$$

$e \geq 11\text{cm}$... Pour deux heures de coupe feu (BAEL91).

On adopte : **$e = 12\text{cm}$**

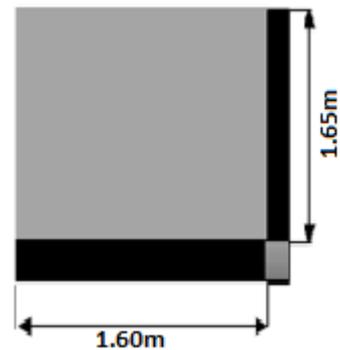


Fig. II.4 : dalle sur deux appui

Dalle reposant sur deux appuis (D₃)

$L_x= 270\text{cm}$; $L_y=310\text{cm}$

$$\text{On aura donc : } \frac{270}{35} \leq e \leq \frac{270}{30} \Rightarrow 7.71 \leq e \leq 9$$

$e \geq 11\text{cm}$ Pour 2h de coupe feu (BAEL91).

$e \geq 14\text{ cm}$ pour une bonne isolation phonique (BAEL93).

On adopte : **$e = 15\text{cm}$**

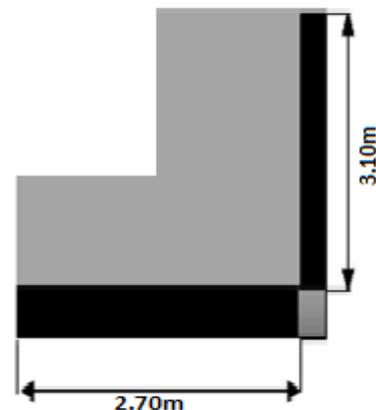


Fig. II.5 : dalle sur deux appui

II.2.2. Escalier simple a deux volées:

Type : Escalier étage courant (habitation) :

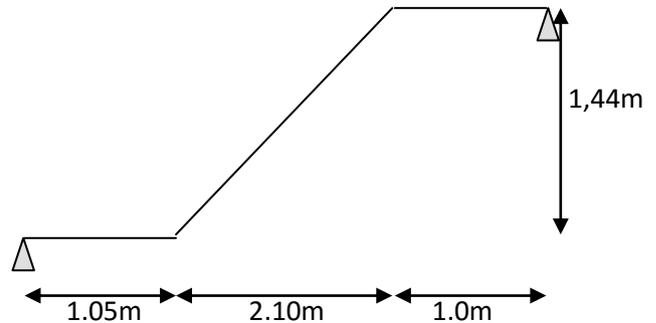
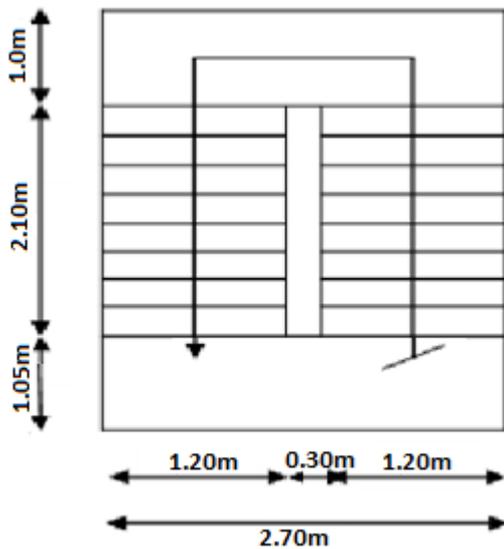


Fig.II.6 : Schéma statique de l’escalier droit

• **Pré dimensionnement :**

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marches on utilise la formule de **Blondel** qui est donnée par :

$$59 \leq g + 2 \times h \leq 66 \dots\dots\dots (1).$$

La limite inférieure (59) correspond à des escaliers courants d’appartement et la limite Supérieure (66) correspond à des locaux publics.

Soit (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marche

H : la hauteur de la volée

L : la longueur projetée de la volée

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1) \times g \Rightarrow g = L/n-1$$

$$\text{Si } g + 2 \times h = 64\text{cm} \dots\dots\dots (2).$$

On remplace dans (2) :

$$L/n - 1 + 2 \times (H/n) = 64$$

n est la solution de l’équation : $64 n^2 - (64 + 2H + L)n + 2 H=0$

$$H = 1.44\text{m} \ ; \ L_0 = 2.10\text{m}$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 1.44 + 2.10) n + 2 \times 1.44 = 0 \Rightarrow n = 8$$

Donc : nombre de contre marche (n = 8) et nombre de marche (n-1) = 7

$$g = L/n-1 = 2.10/7 = 30\text{cm} \quad \text{et} \quad h = H/n = 1.44/8 = 18\text{cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

Elle est calculée par la relation suivante:

$$L = 1.05 + \sqrt{2 \cdot 10^2 + 1.44^2} + 1.0 = 4.60\text{m}$$

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 460/30 \leq e \leq 460/20 \Rightarrow 15.33\text{cm} \leq e \leq 23\text{cm}$$

$e \geq 11\text{cm}$ pour 2h de coupe-feu. → On prend: $e = 17\text{cm}$

Calcul de l'angle d'inclinaison de la volée : $\alpha = 34.44^\circ$

Tab II.1 : tableau des dimensions de la volée du RDC+1ere11eme

n	n-1	g (cm)	h (cm)	e (cm)	α°
8	7	30	18	17	34.44

II.2.3. Les voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux minces, ils sont en béton armé, l'épaisseur (e) est déterminée par la condition de RPA99 (version 2003) suivante :

1. $e \geq \frac{h_e}{20}$: D'où h_e : hauteur libre d'étagé
2. $e \geq 15\text{cm}$

Dans notre cas :

- Entre sol : $h_e = 308\text{cm}$ → $e \geq 308/20 \rightarrow e \geq 15.4\text{ cm}$
⇒ On opte pour l'entre sol un voile d'épaisseur : $e = 20\text{cm}$.
- Autres niveaux : $h_e = 268\text{cm}$ → $e \geq 268/20 \rightarrow e \geq 13.4\text{cm}$
⇒ On opte pour tout les autre niveaux un voile d'épaisseur : $e = 15\text{cm}$.

II.2.4. L'acrotère :

L'acrotère de la terrasse inaccessible (espace technique) :

L'acrotère est un élément secondaire, fait en béton armé, encastré a sa base au plancher terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles.

Poids propre de l'acrotère :

G : poids propre de l'acrotère par ml. ; S : surface de l'acrotère.

$$G = \gamma_b \cdot S_{\text{acrotère}} \cdot ; S = 10 \cdot 40 + \frac{10 \cdot 5}{2} + 5 \cdot 10 + 10 \cdot 10 \rightarrow S = 0.0575\text{ m}^2$$

$$\Rightarrow G = 0.0575 \cdot 25 = 1.44\text{ kn/ml}$$

Poids des enduits en ciment intérieur G_0 :

$$\Rightarrow G_0 = \gamma_c \cdot e \cdot p = 20 \cdot 0.015 \cdot 1.26 = 0.38\text{ kn/ml}$$

Poids total :

$$G_{\text{tot}} = G + G_0 = 1.82\text{ kn/ml}$$

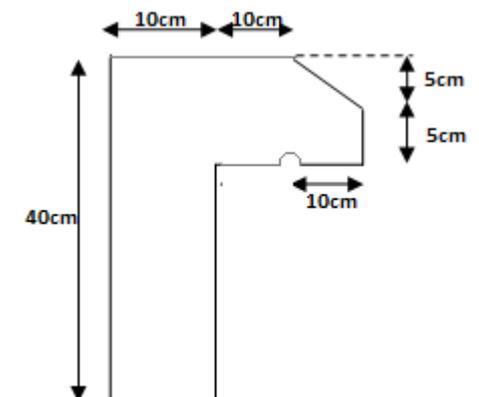


Fig.II.7 :schéma de l'acrotère.

II.2.5. Les Poutres

a- Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles. Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots \text{(Condition de flèche)}$$

L_{max} : Longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis.

$$L_{max} = 445-30=415 \text{ cm}, \rightarrow \frac{415}{15} \leq h_p \leq \frac{415}{10}, \text{ on opte pour } h = 40 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

b- Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

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

$$L_{max} = 410-30=380 \text{ cm}, \rightarrow \frac{380}{15} \leq h_s \leq \frac{350}{10}, \text{ on opte pour } h_p = 30 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

Donc :

On adopte pour les poutres principales une section de : **(b*h) = (30* 40) cm²**

Et pour les poutres secondaires une section de : **(b*h) = (30*30) cm²**

Suivant l'article **7.5.1** du **RPA99/2003**, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\text{Poutres principales : } \left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{b}{h} = \frac{30}{40} = 0.75 \leq 4 \end{array} \right\} \rightarrow \text{les conditions sont verifier}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{b}{h} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \end{array} \right\} \rightarrow \text{les conditions sont verifier}$$

Poutres de chainages :

$$L_{max} = 410-30=380 \text{ cm}, \rightarrow \frac{380}{15} \leq h_{ch} \leq \frac{350}{10}, \text{ on opte pour } h_{ch} = 30 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Poutres de chainages : } \left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{b}{h} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \end{array} \right\} \rightarrow \text{les conditions sont verifier}$$

II.2.6. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à LELU :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doit satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Condition RPA.

Condition RPA :

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage.

$$h_e = 2,48\text{m étage courant.} \quad ; \quad h_e = 2,88\text{m entre sol.}$$

On adopte préalablement la section des poteaux ($b_1 \times h_1$) comme suit :

- ❖ l'entre sol est de section (60x60) cm².
- ❖ RDC et 1^{er} étages est de section (55x55) cm².
- ❖ 2^{ème}, 3^{ème}, et 4^{ème} étage est de section (50x50) cm².
- ❖ 5^{ème} et 6^{ème} étage est de section (45x45) cm².
- ❖ 7^{ème} et 8^{ème} étage est de section (40x40) cm².
- ❖ 9^{ème} et 10^{ème} étage est de section (35x35) cm².
- ❖ 11^{ème} étage et 12^{ème} étage est de section (30x30) cm².

II.2.7. Evaluation des charges permanente

Tab II.2 Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Gravions roule de protection	20	0,04	0,80
Étanchéité multicouches	6	0,02	0,12
Forme de pente	22	0,1	2,20
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2,85
Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente totale	G = 6,4 KN/m²		
Surcharge d'exploitation	Q = 1 KN/m²		

Tab II.3 Evaluation des charges du plancher étage courant

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux (16+4)	/	/	2.85
Enduit de plâtre	0.015	14	0.21
Cloison de séparation	0.10	10	1
Charge permanente totale	G = 5.22		
Surcharge d'exploitation	Q = 1,50 ; Q_{balcon} = 3.5		

Tab II.4. Evaluation des charges de la dalle pleine.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)		Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)	
Revêtement carrelage	0.02		20	0,40	
Mortier de pose	0.02		20	0,40	
Lit de sable	0.02		18	0,36	
Dalle pleine	0.12	0.15	25	3	3.75
Enduit de ciment	0.02		18	0.36	
Cloison de réparation	/		/	1	
Charge permanente totale				G = 5,52	G = 6.27
Surcharge d'exploitation				Q = 3,50	Q = 1.5

Murs extérieurs

Tab II.5 Evaluation des charges des murs extérieurs.

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Brique creuse	0.10	9	0.9
2	Lame d'air	0.05	/	/
3	Brique creuse	0.10	9	0.9
4	Enduit extérieur en ciment	0.02	20	0.4
5	Enduit de plâtre	0.015	14	0.21
Charge permanente totale				G = 2,41

Murs intérieurs**Tab II.6** Evaluation des charges des murs intérieures.

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.015	14	0.21
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Enduit de plâtre	0.015	14	0.21
Charge permanente totale				G = 1.32

Les escaliers**a) Le palier****Tab II.7** Evaluation des charges du palier.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0,44
Mortier de pose	0.02	20	0,40
Lit de sable	0.02	18	0,36
Palier	0.17	25	4,25
Enduit plâtre	0.015	14	0.21
Charge permanente totale	G = 5.66		
Surcharge d'exploitation	Q = 2,50		

b) La volée

Tableau II.8 Evaluation des charges des volées.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
			RDC et Etage Courant Lo=2.1m ; α=34.44°
Revêtement horizontale	0,02	22	0,44
Revêtement verticale	0,02h/g	22	0,264
Mortier de pose horizontale	0,02	20	0,4
Mortier de pose vertical	0,02h/g	20	0,24
Enduit de plâtre	0,015/cos(α)	14	0,25
pois des marches	h/2	22	1,98
Palliasse (DP)	0,17/cos(α)	25	5,15
Charge permanent G_{vi}(KN/m²)			8,72
Surcharge d'exploitation Q (KN/m²)			2.50

II.2.8. La descente de charge (le poteau B.5) :

La descente de charge est le parcours des différentes actions (charge et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'à un niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

- La loi de dégression

DTR B.C 2.2 (6.3)

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2,.....n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

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

Sous la terrasse : Q_0

Sous le dernier étage : $Q_0 + Q_1$

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

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

Sous l'étage immédiatement inférieur (étage 4) : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous étage $n \geq 5$ quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

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

La descente de charge va se faire pour le poteau car c'est celui qui présente la configuration la plus défavorable (voir **Fig. II.1**) en se référant à la surface afférente.

❖ Terrasse inaccessible :

La surface afférente : $S = 11.78 \text{ m}^2$

$G_{ti} = 6.4 \text{ KN/m}^2$; $Q_{ti} = 1 \text{ KN/m}^2$

$G_{ti} = 6.4 * 11.78 = 75.39 \text{ KN}$; $Q_{ti \text{ inaccessible}} = 1 * 11.78 = 11.78 \text{ KN}$

❖ Plancher étage courant

$S_{pc} = 9.69 \text{ m}^2$; $S_{dp} = 2.09 \text{ m}^2$; $G_{pc} = 5.22 \text{ KN/m}^2$; $G_{dp} = 6.27$; $Q_{pc} = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$G_{pc} = (5.22 * 9.69) + (6.27 * 2.09) = 63.7 \text{ KN}$; $Q_{pc} = 1.5 * 11.78 = 17.67 \text{ KN}$

Poids des poutres étage courant :

$P_{pp} = 0.30 * 0.35 * 3.625 * 25 = 9.52 \text{ KN}$; $P_{ps} = 0.30 * 0.30 * 3.25 * 25 = 7.31 \text{ KN}$.

$P_{Tot} = 16.83 \text{ KN}$

❖ Poids des poteaux

L'entre sol : section des poteaux **(60 × 60)** cm²

$$P = 0.60 * 0.60 * 2.88 * 25 = 29.52 \text{ KN}$$

RDC et 1^{er} étage : section des poteaux **(55 × 55)** cm²

$$P = 0.55 * 0.55 * 2.88 * 25 = 21.78 \text{ KN}$$

2^{ème} et 3^{ème} et 4^{ème} étage : section des poteaux **(50 × 50)** cm²

$$P = 0.50 * 0.50 * 2.88 * 25 = 18 \text{ KN}$$

5^{ème} et 6^{ème} étage : section des poteaux **(45 × 45)** cm²

$$P = 0.45 * 0.45 * 2.88 * 25 = 14.58 \text{ KN}$$

7^{ème} et 8^{ème} étage : section des poteaux **(40 × 40)** cm²

$$P = 0.40 * 0.40 * 2.88 * 25 = 11.52 \text{ KN}$$

9^{ème} et 10^{ème} étage : section des poteaux **(35 × 35)** cm²

$$P = 0.35 * 0.35 * 2.88 * 25 = 8.82 \text{ KN}$$

11^{ème} et 12^{ème} étage: section des poteaux (30×30) cm²

$$P = 0.30 \times 0.30 \times 2.88 \times 25 = 6.48 \text{ KN}$$

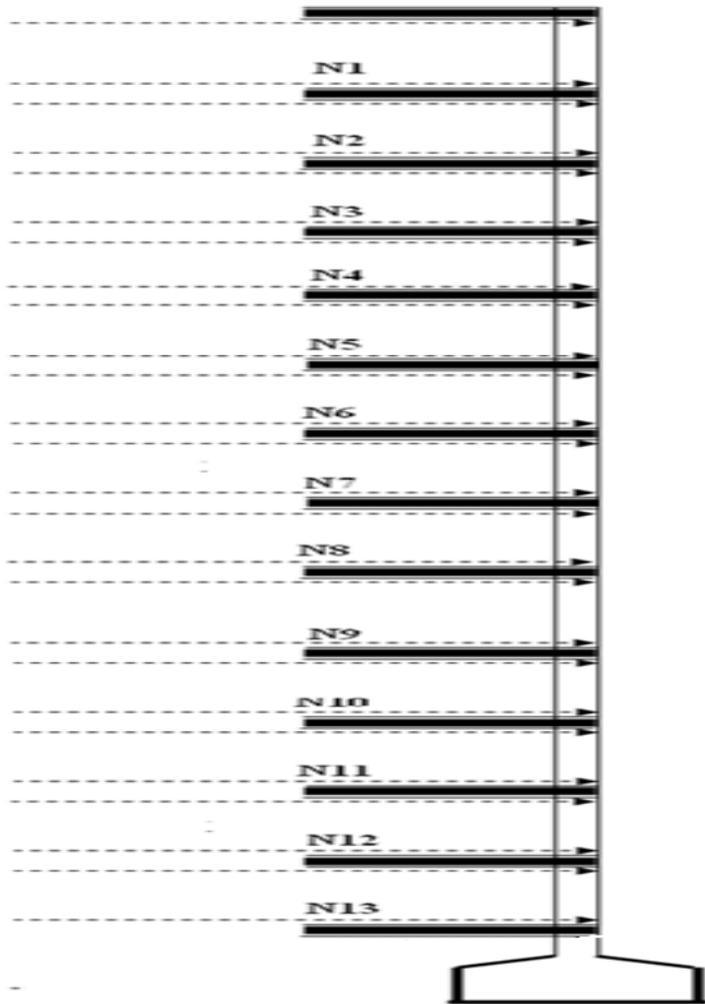


Fig. II.8 : Schéma statique de la descente de charge

Les résultats de la descente de charges pour le poteau (B.5) sont représentés dans le tableau suivant :

Tab II.9: descente de charges pour le poteau (B.5)

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse inaccessible	75.39	
	Poutres	16.83	
	Poteaux	6.48	

	Total	98.7	11.78
N1	Venant de N0	98.7	
	Plancher corps creux	63.7	
	Poutres	16.83	
	Poteaux	6.48	
	Total	185.71	29.45
N2	Venant de N1	185.71	
	Plancher corps creux	63.7	
	Poutres	16.83	
	Poteaux	8.82	
	Total	275.06	45.353
N3	Venant de N2	275.06	
	Plancher corps creux	63.7	
	Poutres	16.83	
	Poteaux	8.82	
	Total	364.41	59.489
N4	Venant de N3	364.41	
	Plancher corps creux	63.7	
	Poutres	16.83	
	Poteaux	11.52	
	Total	456.46	71.858
N5	Venant de N4	456.46	
	Plancher corps creux	63.7	
	Poutres	16.83	
	Poteaux	11.52	
	Total	548.51	82.46
	Venant de N5	548.51	

N6	Plancher corps creux	63.7	
	Poutres	16.83	
	Poteaux	14.58	
	Total	643.62	91.295
N7	Venant de N6	643.62	
	Plancher corps creux	63.7	
	Poutres	16.83	
	Poteaux	14.58	
Total	738.73	100.095	
N8	Venant de N7	738.73	
	Plancher corps creux	63.7	
	Poutres	16.83	
	Poteaux	18	
Total	837.26	109.036	
N9	Venant de N8	837.26	
	Plancher corps creux	63.7	
	Poutres	16.83	
	Poteaux	18	
Total	935.79	117.694	
N10	Venant de N9	935.79	
	Plancher corps creux	63.7	
	Poutres	16.83	
	Poteaux	18	
Total	1034.32	126.635	
N11	Venant de N10	1034.32	
	Plancher corps creux	63.7	
	Poutres	16.83	
	Poteaux	21.78	

	Total	1136.63	135.399
N12	Venant de N11	1136.63	
	Plancher corps creux	63.7	
	Poutres	16.83	
	Poteaux	21.78	
	Total	1238.94	144.305
N13	Venant de N12	1238.94	
	Plancher corps creux	63.7	
	Poutres	16.83	
	Poteaux	29.52	
	Total	1348.99	153.052

II.2.9. Vérifications :

Les poteaux sont pré dimensionnés en satisfaisant trois critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99

a- Critère de résistance :

Les poteaux sont sollicités en compression simple par un effort N_u .

On doit vérifier que : $\frac{N_u}{B} \leq \sigma_{bc}$

N_u : Effort normal pondéré du aux charges et surcharges.

B : Section transversale du poteau tel que : $B = b \cdot h$.

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à la compression à l'Etat Limite Ultime, tel que :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

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

$$N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$$

b- Critère de stabilité de forme :

Pour vérifier le flambement des poteaux, on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow B_{r \text{ cal}} \geq \frac{BN_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 \times A \times f_e}{B \times \gamma_s} \right]}$$

Avec :

B_r : Section réduite du poteau : $B_r = (b - 0.02) \cdot (h - 0.02)$ (m²).

A / B : Le rapport de la section de l'acier à celle du béton, on prend ; **A / B = 1%**

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ ; λ : L'élanement définie par ; $\lambda = L_f / i_{\min}$.

Avec : **L_f** longueur du flambement.

Pour le cas de bâtiment courant : $L_f = 0.7 \cdot l_0$ où : l_0 : Longueur libre du poteau.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{h}{12}$$

I : moment d'inertie de la section du poteau.

B : section transversale du poteau, tel que : **B = b * h**

$$\lambda = \frac{0.7 \cdot l_0 \sqrt{12}}{h}$$

$$\text{Si : } 0 < \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad ; \quad \text{Si : } 50 < \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

c- Règles du RPA99 :

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire les conditions suivantes en zone II_a :

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{Où } h_e : \text{ hauteur d'étage} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases}$$

Vérification du poteau du l'entre sol :

Vérification selon le critère de résistance :

Calcul de l'effort normal ultime

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot 1348.99 + 1.5 \cdot 153.052$$

Selon le CBA93 (article B.8.1, 2) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que :

$$N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$$

$$N_u = 1.1 \cdot (1.35 \cdot 1348.99 + 1.5 \cdot 153.052) \quad \rightarrow \quad N_u = 2255.79 \text{ KN}$$

Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq \sigma_{bc} \quad \text{Avec B: Section transversale du poteau tel que : } B = b \cdot h.$$

$$B \geq \frac{N_u}{\sigma_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2255.786 \times 10^3}{14.2} \quad \rightarrow \quad B \geq 0.158 \text{ m}^2 \quad ; \quad \text{On a } B = 0.60 \times 0.60 = 0.36 \text{ m}^2$$

$B = 0.36 \text{ m}^2 \geq 0.158 \text{ m}^2$: Condition vérifiée

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux du poteau (B.5) :

Tab II.10 : Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveaux	Nu	sections	Condition $B \geq B$ calculé		observation
			B	B calculé	
L'entresol	2255.786	60×60	0.36	0.158	vérifiée
RDC	2077.929	55×55	0.3025	0.146	vérifiée
1 ^{er} étage	1911.304	55×55	0.3025	0.134	vérifiée
2 ^{ème} étage	1744.913	50×50	0.25	0.122	vérifiée
3 ^{ème} étage	1583.843	50×50	0.25	0.111	vérifiée
4 ^{ème} étage	1423.241	50×50	0.25	0.100	vérifiée
5 ^{ème} étage	1262.171	45×45	0.2025	0.088	vérifiée
6 ^{ème} étage	1106.412	45×45	0.2025	0.077	vérifiée
7 ^{ème} étage	950.596	40×40	0.16	0.066	vérifiée
8 ^{ème} étage	796.409	40×40	0.16	0.056	vérifiée
9 ^{ème} étage	639.306	35×35	0.1225	0.045	vérifiée
10 ^{ème} étage	483.297	35×35	0.1225	0.034	vérifiée
11 ^{ème} étage	324.37	30×30	0.09	0.022	vérifiée
12 ^{ème} étage	166.017	30×30	0.09	0.011	vérifiée

Vérification selon le critère de stabilité de forme :

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

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

B_r : Section réduite du béton. ; A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton. ; γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

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

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

l_f : Longueur de flambement. ; h_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$; I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

Vérification au flambement pour le poteau de l'entre sol :

$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.28 = 2.296\text{m}$; $B = 0.60 \times 0.60 = 0.36\text{m}^2$

$I = \frac{0.60 \times 0.60^3}{12} = 1.08 \times 10^{-2}\text{m}^4$; $i = \sqrt{\frac{1.08 \times 10^{-2}}{0.36}} = 0.1732\text{m}$

$\lambda = \frac{2.296}{0.1732} = 13.256 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.8263 \rightarrow \alpha = 0.8263$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$B_{r \text{ cal}} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$ $\rightarrow B_{r \text{ cal}} \geq \frac{N_u}{0.8263 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.1241\text{m}^2$

Or nous avons :

$B_r = (0.60 - 0.02) \times (0.60 - 0.02) = 0,3364\text{m}^2$

$B_r = 0,3364\text{m}^2 > B_{r \text{ cal}} = 0.1241\text{m}^2$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

Tab II.11 : Vérification des poteaux au flambement.

Niveaux	Nu	sections	Condition $B_r \geq B_{r \text{ calcule}}$		observation
			$B_r(\text{m}^2)$	$B_{r \text{ calculé}}(\text{m}^2)$	
L'entresol	2255.786	60x60	0.3364	0.1241	vérifiée
RDC	2077.929	55x55	0.2809	0.1141	vérifiée
1 ^{er} étage	1911.304	55x55	0.2809	0.1049	vérifiée
2 ^{eme} étage	1744.913	50x50	0.2304	0.0963	vérifiée
3 ^{eme} étage	1583.843	50x50	0.2304	0.0874	vérifiée

4 ^{ème} étage	1423.241	50×50	0.2304	0.0786	vérifiée
5 ^{ème} étage	1262.171	45×45	0.1849	0.0702	vérifiée
6 ^{ème} étage	1106.412	45×45	0.1849	0.0615	vérifiée
7 ^{ème} étage	950.596	40×40	0.1444	0.0534	vérifiée
8 ^{ème} étage	796.409	40×40	0.144	0.0447	vérifiée
9 ^{ème} étage	639.306	35×35	0.1089	0.0364	vérifiée
10 ^{ème} étage	483.297	35×35	0.1089	0.0275	vérifiée
11 ^{ème} étage	324.37	30×30	0.0784	0.0189	vérifiée
12 ^{ème} étage	166.017	30×30	0.0784	0.0097	vérifiée

Vérification selon les règles du RPA99 :

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire aux conditions suivantes en zone II_a :

$$\begin{cases} \min(a, h) \geq 25\text{cm}. \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}. \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4. \end{cases} \quad \text{Où } h_e : \text{ hauteur d'étage}$$

Vérification du poteau du plancher terrasse inaccessible :

$$\begin{cases} \min(30,30) \geq 25\text{cm}. \\ \min(30,30) \geq \frac{288}{20} = 14.4 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{30}{30} < 4 \end{cases} \quad \text{les conditions du RPA sont vérifiées}$$

II.2.10. Conclusion

Le pré dimensionnement se fait en guise d'un avant projet en répondant aux exigences du pré dimensionnement données par le RPA99 addenda 2003, BAEL91 et CBA93, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des différents éléments à adopter.

II.3.Introduction :

Le bâtiment est constitué d'un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories. Éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escaliers, acrotères, dalle d'ascenseur). Cette étude se fera en suivant le cheminement suivant :

Calcul des sollicitations les plus défavorables, puis, détermination de la section des aciers nécessaires pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur.

II.3.1. étude des planchers :

II.3.1.1.plancher à corps creux :

II.3.1.2.les poutrelles :

On distingue six types de poutrelles :

Tab II.12 . Les différents types des poutrelles.

Type	Schémas statiques des poutrelles	
Type 1	Plancher étages courants et terrasse inaccessible	
Type 2		
Type 3		
Type 4		
Type 5		
Type 6		

Méthodes de calcul des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues à la flexion simple, on a trois méthodes de calculs :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode de Caquot minorée.

❖ **La méthode forfaitaire :**

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée.

▪ **Condition d'application :**

- Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min(2 \times G; 5) KN / m^2$.
- Plancher terrasse inaccessible :
 $(G = 6.4 KN / m^2 ; Q = 1.00 KN / m^2) \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.4; 5) KN / m^2$
 Vérifiée.
- Plancher étage courant :
 $(G = 5.22 KN / m^2 ; Q = 1.5 KN / m^2) \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.22; 5) KN / m^2$
 Vérifiée.
- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée. Vérifiée.

- Le rapport $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

$$\text{Type 1 : } 0.8 \leq \frac{2.7}{3}; \frac{3}{3} \leq 1.25$$

Vérfiée.

$$\text{Type 2 : } 0.8 \leq \frac{3.8}{2.7} \leq 1.25$$

Elle n'est pas Vérifiée.

$$\text{Type 3 : } 0.8 \leq \frac{3.8}{2.7} \geq 1.25$$

Elle n'est pas vérifiée.

$$\text{Type 4 : } 0.8 \leq \frac{3.2}{2.7} \geq 1.25$$

Elle n'est pas vérifiée.

$$\text{Type 5 : } 0.8 \leq \frac{3}{4.1} \geq 1.25$$

Elle n'est pas vérifiée.

- Fissuration peu nuisible.

- Principe de la méthode forfaitaire**

*CBA 93 (Chap B 6.2.2.1)***Les moments fléchissant :**

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur non pondérée.

M_0 : Moment isostatique. ; M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche. ; M_t : Moment en travée.

On vérifie alors les conditions suivantes :

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

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

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

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $0.5 \times M_0$: 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.
- $0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- $0.15 \times M_0$: pour les appuis de rive.

Les efforts tranchants :

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de *la RDM*.

Méthode forfaitaire :

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 où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 avec :

- 15 % pour une poutre à deux travées.
- 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

Méthode de la RDM :

$$V_i = V_0 + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

❖ **La méthode de Caquot :**

On ne tient compte que des charges sur les travées encadrant l'appui considéré.

Moment en appui :

$$M_2 = \frac{q_g \times l'^3_g + q_d \times l'^3_d}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

M_2 : Moment à l'appui 2.

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

q_g Et q_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

Avec : $l' = 0.8 \times l \rightarrow$ Pour une travée intermédiaire. ; $l' = l \rightarrow$ Pour une travée de rive.

Moment en travée :

$$M_i = M_0 + \frac{M_g + M_d}{2}$$

Avec M_g, M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} : \text{Moment isostatique.}$$

Effort tranchant :

$$V_g = \frac{M_g + M_d}{l} - \frac{q \times l}{2l} \quad ; \quad V_d = V_g + q \times l$$

Calcul des moments et efforts tranchant des poutrelles :

Calcul des sollicitations :

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

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

Tab II.13. Charges et surcharges d'exploitation

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.4	1.0	10.14	6.591	7.4	4.81
Etages courants	5.22	1.5	9.297	6.04	6.72	4.368

Calcul des sollicitations :
 Plancher étage courant :
 Type 1 :

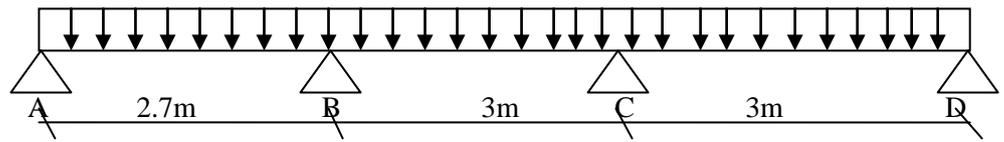


Fig.II.9 : schéma statique d'une poutrelle.

Calcul à L'ELU :

Dans ce type la méthode forfaitaire est applicable.

- Moments isostatique :

Travée A-B : $M_0^{AB} = 5.507 \text{ Kn.m}$; Travée B-C : $M_0^{BC} = 6.798 \text{ Kn.m}$; Travée C-D : $M_0^{CD} = 6.798 \text{ Kn.m}$

- Moments aux appuis :

Appuis de rive :

$M_A = M_D = 0 \text{ Kn.m}$, mais le BAEL exige des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif :

$$M_0^{rive} = -0.15 M_0$$

$$M_0 = \max (M_0^{AB} ; M_0^{CD}) \rightarrow M_A = M_D = -1.019 \text{ Kn.m}$$

Appui intermédiaire :

L'appui B et C son des appuis intermédiaires d'une poutre a trois travées.

$$\text{Donc : } M_B = -0.5 M_0^{BC} \rightarrow M = -3.399 \text{ Kn.m} \quad ; \quad M_C = -0.5 M_0^{CD} \rightarrow M = -3.399 \text{ Kn.m}$$

Moments en travées :

Le moment en travée est calcule a partir des deux conditions suivantes :

$$1^{ere} \text{ condition : } M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max (1.05 ; (1+0.3\alpha)) M_0$$

2^{eme} condition :

$$\text{Travée de rive : } M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad ; \quad \text{Travée intermédiaire : } M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.22+1.5} = 0.223$$

$$\alpha = 0.223 \rightarrow 1+0.3\alpha = 1.066 \quad ; \quad 1.2+0.3\alpha = 1.2669$$

Travée A-B :

$$1^{ere} \text{ condition : } M_t \geq 4.176 \text{ Kn.m} \dots\dots\dots 1 \quad ; \quad 2^{eme} \text{ condition : } M_t \geq 3.486 \text{ Kn.m} \dots\dots\dots 2$$

$$M_t = \max (1 ; 2) \Rightarrow M_t = 4.176 \text{ Kn.m}$$

Travée B-C :

$$1^{ere} \text{ condition : } M_t \geq 3.854 \text{ Kn.m} \dots\dots\dots 1 \quad ; \quad 2^{eme} \text{ condition : } M_t \geq 3.62 \text{ Kn.m} \dots\dots\dots 2$$

$$M_t = \max (1 ; 2) \Rightarrow M_t = 3.854 \text{ Kn.m}$$

Travée C-D :

$$1^{ere} \text{ condition : } M_t \geq 5.553 \text{ Kn.m} \dots\dots\dots 1 \quad ; \quad 2^{eme} \text{ condition : } M_t \geq 4.304 \text{ Kn.m} \dots\dots\dots 2$$

$$M_t = \max (1 ; 2) \Rightarrow M_t = 5.553 \text{ Kn.m}$$

Efforts tranchants :

Dans la méthode forfaitaire l'effort tranchant hyperstatique est considérée égal a l'effort tranchant isostatique

$V_0 = \frac{Pu * l}{2}$ sauf sur le premier appui intermédiaire ou l'effort tranchant isostatique doit être majeure de :

15% => s'il s'agit d'une poutre à deux travées. ; 10% => s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Travee A-B :

$$V_A = \frac{Pu * l}{2} = 8.154 \text{ KN} \quad ; \quad V_B = -1.1 \frac{Pu * l}{2} = -8.969 \text{ KN}$$

Travee B-C :

$$V_B = 1.1 \frac{Pu * l}{2} = 9.966 \text{ KN} \quad ; \quad V_C = -1.1 \frac{Pu * l}{2} = -10.962 \text{ Kn}$$

Travee C-D :

$$V_C = 1.1 \frac{Pu * l}{2} = 9.966 \text{ Kn} \quad ; \quad V_D = - \frac{Pu * l}{2} = -9.06 \text{ Kn}$$

Calcul a L'ELS :

- Moments isostatique :

Travée A-B : $M_0^{AB} = 3.98 \text{ Kn.m}$; Travée B-C : $M_0^{BC} = 4.914 \text{ Kn.m}$; Travée C-D : $M_0^{CD} = 4.914 \text{ Kn.m}$

Appuis de rive :

$M_A = M_D = - 0.737 \text{ Kn.m}$

Appui intermédiaire :

Donc : $M_B = -0.5 M_0^{BC} \Rightarrow M = -2.457 \text{ Kn.m}$; $M_C = -0.5 M_0^{CD} \Rightarrow M = -2.457 \text{ Kn.m}$

Moments en travees :

Travee A-B :

1^{ère} condition : $M_t \geq 3.018 \text{ Kn.m}$ 1 ; 2^{ème} condition : $M_t \geq 2.52 \text{ Kn.m}$ 2

$M_t = \max(1 ; 2) \Rightarrow M_t = 3.018 \text{ Kn.m}$

Travée B-C :

1^{ère} condition : $M_t \geq 2.786 \text{ Kn.m}$ 1 ; 2^{ème} condition : $M_t \geq 2.619 \text{ Kn.m}$ 2

$M_t = \max(1 ; 2) \Rightarrow M_t = 2.786 \text{ Kn.m}$

Travée C-D :

1^{ère} condition : $M_t \geq 4.014 \text{ Kn.m}$ 1 ; 2^{ème} condition : $M_t \geq 3.11 \text{ Kn.m}$ 2

$M_t = \max(1 ; 2) \Rightarrow M_t = 4.014 \text{ Kn.m}$

Les résultats de calcul des sollicitations à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles par niveau sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tab II.14. Sollicitations à l'ELU dans les différents types des poutrelles du RDC et de 1 à 11.

TYPE	Travée	L(m)	q_u (KN/m ²)	P_u (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_g (KNm)	M_d (KNm)	M_t (KNm)	V_g (KN)	V_d (KN)
TYPE1	A-B	2.7	9.297	6.04	5.507	-1.019	-3.399	4.176	8.154	-8.969
	B-C	3	9.297	6.04	6.798	-3.399	-3.399	3.854	9.966	-10.96
	C-D	3	9.297	6.04	6.798	-3.399	-1.019	5.553	9.966	-9.06
TYPE2	A-B	3.8	6.948	4.516	8.15	-1.423	-5.79	8.205	9.958	-13.005
	B-C	2.7	6.948	4.516	/	-5.79	-2.785	1.322	11.329	-4.978
	C-D	3	6.948	4.516	/	-2.785	-3.06	3.877	11.008	-7.111
	D-E	3	6.948	4.516	/	-3.06	-6.763	2.013	12.334	-5.785
	E-F	4.1	6.948	4.516	9.49	-6.763	-1.423	9.541	14.038	-10.739
TYPE3	A-B	3.8	6.948	4.516	8.15	-1.223	-5.79	8.205	9.958	-13.005
	B-C	2.7	6.948	4.516	/	-5.79	-3.818	0.747	11.71	-4.595
	C-D	3	6.948	4.516	5.08	-3.818	-1.223	5.023	10.337	-7.792
TYPE4	A-B	3.8	6.948	4.516	8.15	-1.223	-6.094	8.073	9.878	-13.085
	B-C	2.7	6.948	4.516	4.12	-6.094	-1.223	2.881	10.411	-5.901
TYPE5	A-B	3	6.948	4.516	5.08	-1.423	-7.178	3.683	6.672	-11.45
	B-C	4.1	6.948	4.516	8.74	-7.178	-1.423	9.362	14.139	-10.637
TYPE6	A-B	4.1	9.297	6.04	12.69	-1.90	-1.90	12.69	12.38	-12.38

Tab .II.15. Sollicitations à l'ELS dans les différents types des poutrelles du RDC et de 1 à 11.

TYPE	Travée	L(m)	q_s (KN/m ²)	P_s (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_g (KNm)	M_d (KNm)	M_t (KNm)	V_g (KN)	V_d (KN)
TYPE1	A-B	2.7	6.72	4.368	3.98	-0.737	-2.457	3.018	/	/
	B-C	3	6.72	4.368	4.914	-2.457	-2.457	2.786	/	/
	C-D	3	6.72	4.368	4.914	-2.457	-0.737	4.014	/	/
TYPE2	A-B	3.8	4.98	3.237	5.843	-1.02	-4.15	5.946	/	/

	B-C	2.7	4.98	3.237	/	-4.15	-1.996	0.98	/	/
	C-D	3	4.98	3.237	/	-1.996	-2.194	2.819	/	/
	D-E	3	4.98	3.237	/	-2.194	-4.848	1.483	/	/
	E-F	4.1	4.98	3.237	6.801	-4.848	-1.02	6.914	/	/
TYPE3	A-B	3.8	4.98	3.237	5.843	-0.876	-4.15	5.946	/	/
	B-C	2.7	4.98	3.237	/	-4.15	-2.736	0.569	/	/
	C-D	3	4.98	3.237	3.642	-2.736	-0.876	3.641	/	/
TYPE4	A-B	3.8	4.98	3.237	5.843	-0.876	-4.368	8.073	/	/
	B-C	2.7	4.98	3.237	2.949	-4.368	-0.876	2.881	/	/
TYPE5	A-B	3	4.98	3.237	3.642	-1.02	-5.145	2.678	/	/
	B-C	4.1	4.98	3.237	6.801	-5.145	-1.02	6.786	/	/
TYPE6	A-B	4.1	6.72	4.368	9.178	-1.37	-1.37	9.178	/	/

Tab.II.16. Sollicitations à l'ELU dans les différents types des poutrelles du 12ème (Terrasse inaccessible)

TYPE	Travée	L(m)	q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
TYPE1	A-B	2.7	10.14	6.591	6.006	-1.112	-3.708	4.452	8.898	-9.787
	B-C	3	10.14	6.591	7.415	-3.708	-3.708	4.078	10.875	-11.96
	C-D	3	10.14	6.591	7.415	-3.708	-1.112	5.932	10.875	-9.887
TYPE2	A-B	3.8	7.26	4.719	8.517	-1.487	-6.05	9.064	10.931	-14.115
	B-C	2.7	7.26	4.719	/	-6.05	-2.91	1.629	12.12	-5.579
	C-D	3	7.26	4.719	/	-2.91	-3.198	4.362	11.922	-7.850
	D-E	3	7.26	4.719	/	-3.198	-7.067	2.409	13.308	-6.464
TYPE3	A-B	3.8	7.26	4.719	8.517	-1.277	-6.05	9.064	10.931	-14.115
	B-C	2.7	7.26	4.719	/	-6.05	-3.989	1.031	12.615	-5.179
	C-D	3	7.26	4.719	5.308	-3.989	-1.277	5.554	11.216	-8.557
TYPE4	A-B	3.8	7.26	4.719	8.517	-1.277	-6.368	8.926	10.847	-14.205
	B-C	2.7	7.26	4.719	4.30	-6.368	-1.277	3.244	11.256	-6.539
TYPE5	A-B	3	7.26	4.719	5.308	-1.487	-7.5	4.139	7.387	-12.279
	B-C	4.1	7.26	4.719	9.915	-7.5	-1.487	10.353	15.341	-11.682
TYPE6	A-B	4.1	10.14	6.591	13.849	-2.077	-2.077	13.849	13.51	-13.51

Tab.II.17. Sollicitations à l'ELS dans les différents types des poutrelles du 12ème (Terrasse inaccessible)

TYPE	Travée	L(m)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
TYPE1	A-B	2.7	7.4	4.81	4.383	-0.811	-2.706	3.249	/	/
	B-C	3	7.4	4.81	5.411	-2.706	-2.706	2.976	/	/
	C-D	3	7.4	4.81	5.411	-2.706	-0.811	4.329	/	/
TYPE2	A-B	3.8	5.267	3.423	6.178	-1.078	-4.389	6.626	/	/
	B-C	2.7	5.267	3.423	/	-4.389	-2.111	1.207	/	/
	C-D	3	5.267	3.423	/	-2.111	-2.32	3.196	/	/
	D-E	3	5.267	3.423	/	-2.32	-5.126	1.779	/	/
	E-F	4.1	5.267	3.423	7.192	-5.126	-1.078	7.706	/	/
TYPE3	A-B	3.8	5.267	3.423	6.178	-0.926	-4.389	6.626	/	/
	B-C	2.7	5.267	3.423	/	-4.389	-2.894	0.773	/	/

	C-D	3	5.267	3.423	3.850	-2.894	-0.926	4.061	/	/
TYPE4	A-B	3.8	5.267	3.423	6.178	-0.926	-4.619	6.526	/	/
	B-C	2.7	5.267	3.423	3.119	-4.619	-0.926	2.378	/	/
TYPE5	A-B	3	5.267	3.423	3.850	-1.078	-5.441	3.033	/	/
	B-C	4.1	5.267	3.423	7.192	-5.441	-1.078	7.57	/	/
TYPE6	A-B	4.1	7.4	4.81	10.107	-1.516	-1.516	10.107	/	/

Les sollicitations maximales pour chaque type de poutrelles (voir tableaux ci-dessous)

Tab.II.18. Les sollicitations les plus défavorables.

Poutrelles	Effort	ELU	ELS
Plancher RDC et étage courant (16+4) cm	M_t^{max}	12.69 KN.m	9.178 KN.m
	M_a^{inter}	-7.178 KN.m	-5.145 KN.m
	V_u^{max}	14.139KN	/ KN
	M_a^{rive}	-1.90 KN.m	-1.37 KN.m
Plancher terrasse inaccessible	M_t^{max}	13.849 KN.m	10.107 KN.m
	M_a^{inter}	-7.5 KN.m	-5.441 KN.m
	V_u^{max}	15.341KN	/ KN
	M_a^{rive}	-2.077 KN.m	-1.516 KN.m

Ferraillage des poutrelles

On prend comme exemple pour le ferraillage de la poutrelle du plancher RDC et étage courant qui est sollicité par les efforts suivants :

$$\text{à l'ELU : } \begin{cases} M_{Travée}^{Max} = 12.69 KN.m \\ M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.90 KN.m \text{ (rive)} \\ -7.178 KN.m \text{ (int)} \end{cases} \\ V^{Max} = 14.139 KN \end{cases} \text{ à l'ELS : } \begin{cases} M_{Travée}^{Max} = 9.178 KN.m \\ M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.37 KN.m \text{ (rive)} \\ -5.145 KN.m \text{ (int)} \end{cases} \end{cases}$$

Remarque :

Pour le calcul du ferraillage et la vérification de la flèche, on prend $b = 65cm$ au lieu de $b=60cm$ qui est dimensionné par rapport à la petite travée ($l = 2.4 m$) ; or dans notre cas, le maximum appartient à la plus grande travée ($l = 3.80 m$)

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

- $b = 65cm$
- $h_0 = 4cm$
- $h = 20cm$
- $H = 16cm$
- $b_0 = 12cm$
- $d = 18cm$

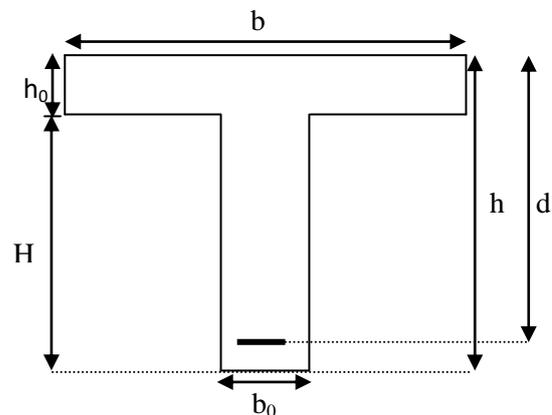


Fig.II.10 : Caractéristiques géométriques de la poutrelle

1. Calcul à l'ELU

Le calcul du ferrailage se fait pour une section en T soumise à une flexion simple

✓ si $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre

passé par la table de compression, On calcule une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

✓ si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

M_{TU} : Le moment équilibré par la table de compression.

• Calcul de la section d'armatures longitudinales

- Ferrailage en travée

Moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2})$$

$$M_{tu} = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - \frac{0,04}{2}) \Rightarrow M_{tu} = 59,072 \text{KN.m}$$

$M_{tu} = 59,072 \text{KN.m} > M_u = 12,69 \text{KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12,69 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,0424$$

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4) = 0,392 > \mu_{bu} = 0,0424$$

\rightarrow Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$(A'_s = 0) \text{ et } \varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,054$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,176 \text{m}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{M^{\text{travée}}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{\text{travée}} = \frac{12,69 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 2,072 \text{cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{cm}^2$$

$A_s = 2,072 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{cm}^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

On opte pour $A_s = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{cm}^2$

- Ferrailage en appuis

a. Appuis de rive

$$M_{riv}^a = -1,90 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,0344 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »}$$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa} \text{ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires}$$

(A'=0).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,0438$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,176 \text{m}$$

$$A_a^{riv} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{riv} = \frac{1,90 \times 10^{-3}}{0,177 \times 348} = 0,308 \text{cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0,23 \times 0,12 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 0,261 \text{cm}^2$$

$$A_s = 0,308 \text{cm}^2 > A_{Min} = 0,261 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée on ferraille avec } A_s.$$

On prendre **1HA10=0,79cm²**

b. Appuis intermédiaire :

$$M_{int}^a = -7,178 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,130 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »}$$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa} \text{ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires}$$

(A'=0).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,175$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,167 \text{m}$$

$$A_a^{int} = \frac{M_a^{int}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{int} = \frac{7,178 \times 10^{-3}}{0,167 \times 348} = 1,235 \text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0,23 \times 0,12 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 0,261 \text{cm}^2$$

$$A_s = 1,235 \text{cm}^2 > A_{Min} = 0,261 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée.}$$

On prendre **A_s=2HA10=1,57cm²**

• **Ferrailage des armatures transversales**

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_l^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10mm; 5,71mm; 12mm)$$

ϕ_l^{min} : Diamètre minimale des armatures longitudinale ($\phi_l^{min}=10mm$).

On prend $\phi_t = 6 mm$

D'où, $A_t = 2\phi 6 = 0,57 cm^2$

• **Espacement (St)**

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent:

1) $St \leq \min(0,9d; 40 cm) \Rightarrow St \leq 16,2 cm$

2) $St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 47,5 cm$

3) $St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 608 cm$

D'où, $St = 15 cm$

Le ferrailage des autres types des poutrelles est résumé dans le tableau suivant :

Tab.II.19. Ferrailage des différents types de poutrelles.

	Position	M ^{max} (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des sections (cm ²)	A _t ^{cal} Cm ²	St cm
Plancher RDC et étage courant (16+4) cm	Travée	12.69	0.0424	0.054	17.6	2.072	1.41	3HA10=2.36	2Ø6 = 0.57	15
	Appuis int	-7.178	0.130	0.175	16.7	1.235	0.261	2HA10=1.57		
	Appuis riv	-1.90	0.0344	0.0438	17.6	0.308	0.261	1HA10=0.79		
Plancher terrasse inaccessible	Travée	13.849	0.0464	0.059	17.57	2.27	1.41	1HA10+2HA1 2=3.05	2Ø6 = 0.57	15
	Appuis int	-7.5	0.136	0.183	16.67	1.29	0.261	2HA10=1.57		
	Appuis riv	-2.077	0.0377	0.0481	17.65	0.338	0.261	1HA10=0.79		

2. Vérifications nécessaires des poutrelles à l'ELU

- **Vérification de rupture par cisaillement (l'effort tranchant):** on à $V_{max} = 14.139 KN$.

$$\tau_u = V_u^{max} / (b_0 \times d)$$

$$\tau_u = 14.139 \times 10^{-3} / (0,12 \times 0,18) = 0,655 MPa$$

FPN $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5MPa) = \min(0,13 \times 25; 5MPa)$

$\tau_u = 0.655MPa < \bar{\tau}_u = 3.25MPa \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Donc, $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Vérification des armatures longitudinales A_l vis-à-vis de l'effort tranchant V_u**

❖ **Appui de rive**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 14.139 \times 10^{-3} \Rightarrow A_l^{min} \geq 0,406 cm^2$$

Or $A_l = 3HA10 + 1HA10 = 3.15 cm^2 > 0.406 cm^2 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

❖ **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{V_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(14.139 \times 10^{-3} - \frac{7.178 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right) = -0.867 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 3HA10 + 2HA10 = 3.93 \text{ cm}^2 > -0.867 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

• **Vérification de la bielle**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = \min(0,9d ; (40 - 4) \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 14.139 \text{ KN} < 129,762 \text{ KN} \dots\dots\dots$ vérifiée

• **Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

avec $b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 26.5 \text{ cm}$

$\tau_1^u = 0,889 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ vérifiée

Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

c)- **vérification de l'adhérence**

On doit vérifier que : $\tau_{su} = \frac{V_u}{0,9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$ tel que : $\bar{\tau}_{su}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\sum U_i$: la somme des périmètres des barres.

$V_u = \text{Max } V_i = 14.139 \text{ KN}$

$\sum U_i = \pi \times (5 \times \Phi 10) = 157.07 \text{ mm}$

$$\tau_{su} = \frac{14.139}{0,9 \times 0,18 \times 157.07} = 0.56 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{c28}$ tel que $\Psi = 1.5$ pour les aciers HA.

$\tau_{su} = 0,56 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifier.

Vérifications à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification des contraintes;
- ✓ Vérification de la flèche.

• **Vérification des contraintes**

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

- **Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \text{ (MPa)}$

❖ **En travée:** $M_{ser} = 9,178 \text{ KN.m} ; A = 2.36 \text{ cm}^2$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0) \dots\dots\dots \text{BAEL91(L.III.3)}$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0,65 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 2,36 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04)$$

$\Rightarrow H = 0,244 \times 10^{-4} m > 0$ (L'axe neutre passe par la table de compression), le calcul se fera en section rectangulaire b x h.

Calcul de y :

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

$$32,5y^2 + 35,5y - 637,2 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) : **y = 3,92 cm**

Le moment d'inertie I :

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

$$I = 8323,04 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{9,178 \times 10^{-3}}{8323,04 \times 10^{-8}} \times 0,0392 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4,32 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

En appui intermédiaire: $M_{ser} = -5,145 \text{ KN.m}$; $A = 1,57 \text{ cm}^2$

✓ **Position de l'axe neutre (H)**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0,65 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 1,57 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04)$$

$\Rightarrow M_{ser} = -5,145 \text{ Kn.m}$; $H = 1,903 \times 10^{-4} m > 0$ L'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera en section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 6,67 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4210,05 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 8,15 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

▪ **Etat limite de déformation**

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

• **Vérification de la flèche**

Conditions de la vérification de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{410} = 0.0487 < \frac{1}{16} = 0,0625$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit : $\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$

Avec : f_{gv} et f_{gi} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ji} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges

f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation (G+Q).

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{410}{500} = 0.82cm$

• Evaluation des moments en travée

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

$$q_{jser} = 0.65 \times 3.85 = 2.5KN / m$$

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

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.22 = 3.393KN / m$$

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

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65(5.22 + 1.5) = 4.368KN / m$$

$$M_{jser} = 1 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 1 \times \frac{2.5 \times 4.10^2}{8} = 5.253KN.m$$

$$M_{gser} = 1 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 1 \times \frac{3.393 \times 4.10^2}{8} = 7.129KN.m$$

$$M_{pser} = 1 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 1 \times \frac{4.368 \times 4.10^2}{8} = 9.178KN.m$$

• Propriété de la section

Position de l'axe neutre

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15(2.36 \times 18)}{12 \times 20 + (65 - 12)4 + 15(2.36)}$$

$$\Rightarrow y_G = 7.10cm.$$

Moment d'inertie de la section homogène I₀

$$I_0 = \frac{b \times y_G^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (y_G - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - y_G)^2 + 15A_{sc} (y_G - d')^2$$

$I_0 = 20021.06 \text{ cm}^4$ (Moment d'inertie de la section totale(acier+béton))

$$\rho = \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.0109$$

$$\lambda_i = \frac{0.05.f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b})\rho} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{12}{65}) \times 0.0109} = 3.7630 \dots \dots \dots \text{déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.4 \times 3.7630 = 1.5052 \dots \dots \dots \text{Coefficient de déformation différéé.}$$

Constraints (σ_s) :

$y=3.9166\text{cm}; \quad I_0=20021.06 \text{ cm}^4; \quad I=8323\text{cm}^4; \quad A_s=2.36\text{cm}^2$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{5.253 \times (0.18 - 0.039166)}{8323} 10^5 = 133.331723 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{7.129 \times (0.18 - 0.039166)}{8323} 10^5 = 143.818 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{9.178 \times (0.18 - 0.039166)}{8323} 10^5 = 185.626 \text{Mpa}$$

Inerties fictives (If) :

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

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

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

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2,1}{4 \times 0.0109 \times 133.331723 + 2,1} = 0.5363$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2,1}{4 \times 0.0109 \times 143.818 + 2,1} = 0.6328$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2,1}{4 \times 0.0109 \times 185.626 + 2,1} = 0.7007$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 20021.06}{1 + 3.7630 \times 0.5363} = 7296.1 \text{cm}^4$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 20021.06}{1 + 3.7630 \times 0.6328} = 6513.2 \text{cm}^4$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 20021.06}{1 + 3.7630 \times 0.7007} = 6055.4 \text{cm}^4$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 20021.06}{1 + 1.5052 \times 0.6328} = 11279 \text{cm}^4$$

• Calcul des déformations E_i et E_v :

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_i = 32164.19 \text{MPa}$.

$E_v = 1/3 \times E_i$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_v = 10721.39 \text{MPa}$.

Evaluation des flèches

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

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = \frac{5.343 \times 4.16^2}{10 \times 32164.19 \times 8638.86} 10^5 = 3.76289128mm$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = \frac{7.255 \times 4.16^2}{10 \times 32164.19 \times 7957.22} 10^5 = 5.72082837mm$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = \frac{9.364 \times 4.16^2}{10 \times 32164.19 \times 7541.85} 10^5 = 7.92164622mm$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = \frac{7.255 \times 4.16^2}{10 \times 10721.39 \times 12849.7} 10^5 = 9.91042929mm$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (9.91 - 3.76 + 7.92 - 5.72) \times 10^{-3} = 8.35 \times 10^{-3} m$$

$$\Delta f = 0.835cm \geq f_{adm} = 0.82cm \dots\dots\dots \text{Donc la condition de flèche n'est pas vérifiée.}$$

On augmente la section d'acier $\left\{ A = 2HA10 + 1HA12 = 2.70cm^2 \right.$

- **Etat limite de déformation : $\Delta f \leq f_{adm}$**

Tab.II.20. Vérification des états limitent de déformation.

Plancher	Etage courant	Terrasse inaccessible
$q_{jser}(KN/m)$	2.5	1.8525
$q_{gser}(KN/m)$	3.339	4.16
$q_{pser}(KN/m)$	4.368	4.81
$M_{jser}(KN/m)$	5.253	3.892
$M_{gser}(KN/m)$	7.129	8.741
$M_{pser}(KN/m)$	9.178	10.107
$A_s(cm^2)$	2.70	4.21
P	0.0125	0.1949
λ_v	1.3156	0.8437
λ_i	3.289	2.1094
$\sigma_{sj}(KN/m)$	177.096	56.633
$\sigma_{sg}(KN/m)$	158.923	127.176
$\sigma_{sp}(KN/m)$	204.591	147.077
μ_j	0.5380	0.4359
μ_g	0.6342	0.6941

μ_p	0.7019	0.7290
$I_{f_{ij}}(\text{cm}^2)$	8189.8	13260
$I_{f_{ig}}(\text{cm}^2)$	7350.3	10329
$I_{f_{ip}}(\text{cm}^2)$	6855.3	10029
$I_{f_{vg}}(\text{cm}^2)$	11792	16052
$f_{ij}(\text{mm})$	3.352	1.5342
$f_{ig}(\text{mm})$	5.069	4.4228
$f_{ip}(\text{mm})$	6.997	5.2667
$f_{vg}(\text{mm})$	9.0401	8.5380
$\Delta f(\text{mm})$	7.6	7.847
$f_{adm}(\text{mm})$	8.2	8.2

La flèche est vérifiée, le ferrailage est satisfait.

Tab .II.21.ferrailage des différents types de poutrelles après vérification de la flèche.

	Position	$A_{\text{adapté}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{final}}(\text{cm}^2)$
Plancher RDC et étage courant (16+4) cm	Travée	2.36	2HA10+1HA12 =2.70
	Appuis int	1.57	2HA10 =1.57
	Appuis riv	0.79	1HA10 =0.79
Plancher terrasse inaccessible	Travée	3.05	2HA14+1HA12 =4.21
	Appuis int	1.57	2HA10 =1.57
	Appuis riv	0.79	1HA10 =0.79

II.3.1.3.Etude de la dalle de compression :

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

On utilise un treillis soudé de nuance $f_e=500\text{Mpa}$.

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures parallèle aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : 5TS $\Phi 6/\text{ml}=1.41\text{cm}^2$ armatures perpendiculaires aux poutrelles

Avec : $St=20\text{cm} \leq 20\text{cm}$ vérifiée.

5TS $\Phi 6/\text{ml}=1.41\text{cm}^2$ parallèles aux poutrelles $\rightarrow St=20\text{cm} < 30\text{cm}$.

D'où on opte : un treillis soudé 5TS $\Phi 6/\text{ml}$ (20×20)

Schéma de ferrailage du plancher à corps creux (16+4)

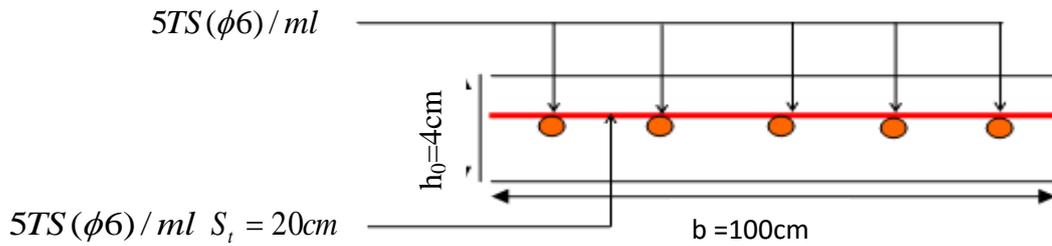


Fig.II.11: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

Le ferrailage des poutrelles

Tab.II.22. les schémas de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Plancher étage RDC et étage courant (16+4) cm			
Plancher terrasse inaccessible			

II.3.2. Etude des dalles pleines :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console (Balcon).

II.3.2.1. Dalle sur deux appuis : (panneau D1 et D2).

$l_x = 1.6m$; $l_y = 1.65m$; $\beta = \frac{l_x}{l_y} = 0.96 > 0.4 \rightarrow$ la dalle travaille dans deux sens.

Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

On a : $G = 5.52 \text{ kn/m}^2$, $Q = 3.5 \text{ kn/m}^2$

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q + 1.35 p_m = 16.563 \text{ kn/m}^2$; $p_m = 2.86 \text{ kn/m}^2$ (poids de mur)

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} M_{ux} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0401 \times 16.563 \times 1.6^2 = 1.701 \text{ kn.m} \\ M_{uy} = \mu_y \cdot M_{ux} = 0.9092 \times 1.701 = 1.546 \text{ kn.m} \end{array} \right. \quad (\text{Annexe 1})$$

En travée :

$$M_t^x = 0.85 M_{ux} = 0.85 \times 1.701 = 1.445 \text{ kn.m} ; M_t^y = 0.85 M_{uy} = 0.85 \times 1.546 = 1.3141 \text{ kn.m}$$

En appuis :

$$M_a^x = -0.3 M_u^x = -0.3 \times 1.701 = -0.5103 \text{ kn.m} ; M_a^y = -0.3 M_u^y = -0.3 \times 1.546 = -0.4639 \text{ kn.m}$$

Ferraillage du panneau de dalle :

en travée :

Calcul de μ : on prend : $(d = h - 3)$

$$\mu_x = \frac{M_t^x}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1.445 \times 10^{-3}}{0.09^2 \times 14.2} = 0.0125 ; \quad \mu_y = \frac{M_t^y}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1.3141 \times 10^{-3}}{0.09^2 \times 14.2} = 0.0114$$

Calcul de α :

$$\alpha_x = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_x}) = 0.0157 ; \quad \alpha_y = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_y}) = 0.0143$$

Calcul de Z :

$$z_x = d(1 - 0.4\alpha_x) = 0.09(1 - 0.4 \times 0.0157) = 0.089 \text{ m} ; z_y = d(1 - 0.4\alpha_y) = 0.09(1 - 0.4 \times 0.0143) = 0.089 \text{ m}$$

Calcul de A_t :

$$A_{tx} = \frac{M_t^x}{Z f_{st}} = 0.47 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \quad A_{ty} = \frac{M_t^y}{Z f_{st}} = 0.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

en appuis :

$$\mu_x = \frac{M_a^x}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.5103 \times 10^{-3}}{0.09^2 \times 14.2} = 0.0044 ; \mu_y = \frac{M_a^y}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.4639 \times 10^{-3}}{0.09^2 \times 14.2} = 0.004$$

Calcul de α :

$$\alpha_x = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_x}) = 0.0055 ; \quad \alpha_y = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_y}) = 0.005$$

Calcul de Z :

$$z_x = d(1 - 0.4\alpha_x) = 0.09(1 - 0.4 \times 0.0055) = 0.089 \text{ m} ; z_y = d(1 - 0.4\alpha_y) = 0.09(1 - 0.4 \times 0.005) = 0.089 \text{ m}$$

Calcul de A_{as} :

$$A_{ax} = \frac{M_a^x}{Z f_{st}} = 0.164 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \quad A_{ay} = \frac{M_a^y}{Z f_{st}} = 0.149 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

la condition de non fragilité :

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{array} \right.$$

$$A_x^{\min} = 0.0008 \times \frac{3-0.96}{2} \times 1 \times 0.12 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A_y^{\min} = 0.0008 \times 1 \times 0.12 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tab.II.23.ferraillage des dalles plein (D1etD2).

Section		$A_{calculée} \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{\min} \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{adapte} \text{ cm}^2/\text{ml}$
travée	(x-x)	0.47	0.98	4HA10=3.14
	(y-y)	0.42	0.96	3HA10=2.36
appuis	(x-x)	0.164	0.98	4HA10=3.14
	(y-y)	0.149	0.96	3HA10=2.36

Répartition des armatures :

$$St_y \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} ; \text{ on adopte } St = 25 \text{ cm pour les deux directions (x et y)}$$

l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{adm} = 0,05 f_{c28} = 1,25 MPa$

$$f > 0.4 \rightarrow V_y = \frac{q_u l_y}{2} \times \frac{1}{1+\frac{f}{2}} = \frac{16.563 \times 1.65}{2} \times \frac{1}{1+\frac{0.96}{2}} = 9.23 \text{kn} ; V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{16.563 \times 1.6}{2} \times \frac{1.65^4}{1.6^4 + 1.65^4} = 7.03 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{9.23 \times 10^{-3}}{0.12} = 0.076 < 1.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{verifier}$$

a. à l'ELS :

- **Etat limite de compression de béton :**

$$P = G + Q + p_m = 5.52 + 3.5 + 2.86 = 11.88 \text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9385 \end{cases} \quad \begin{cases} M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 = 0.0474 \times 11.88 \times 1.65^2 = 1.533 \text{kn.m} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.9385 \times 1.533 = 1.438 \text{kn.m} \end{cases}$$

$$M_{t\text{ ser}}^x = 1.533 \text{ kn.m} ; \quad M_{t\text{ ser}}^y = 1.438 \text{ kn.m}$$

Sens x-x : $A_s = 2.01 \text{cm}^2$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 12 \text{ cm}$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 2.4 \text{ cm} ; I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 A_s \cdot (d-y)^2 = 3239.424 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 0.2 < 15 \text{ mpa} \dots\dots\dots \text{verifier}$$

Sens y-y : $A_s = 2.01 \text{cm}^2$; $y = 2.92 \text{cm}$; $I = 4395,44 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 0.13 < 15 \text{ mpa} \dots\dots\dots \text{verifier}$$

Etat limite d'ouverture des fissures : La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

Etat limite de déformation : On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{20 \cdot M_0} \rightarrow \frac{12}{165} > \frac{1.533}{20 \cdot 1.533} = 0.07 > 0.05 \dots \text{verifier} ; \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} = 0.00167 \leq 0.005 \dots\dots \text{verifier}$$

Les deux conditions sont vérifier, donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

II.3.2.2.dalle sur deux appuis (D3) :

Panneau de dalle D3 :

$$L_x = 2.7 \text{m} ; l_y = 3.1 \text{m} ; f = \frac{l_x}{l_y} = 0.87 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle traillle dans deux sens.}$$

Ferrailage du panneau D3

Tab.II.24.ferrailage de la dalle D3.

Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	
Travée	x-x	2.92	0.014	0.018	0.119	0.71	1.28	4HA10=3.14
	y-y	2.12	0.01	0.013	0.119	0.51	1.2	3HA10=2.36
appui	x-x	1.03	0.0051	0.006	0.119	0.24	1.28	3HA10=2.36
	y-y	0.74	0.0037	0.005	0.119	0.18	1.2	3HA10=2.36

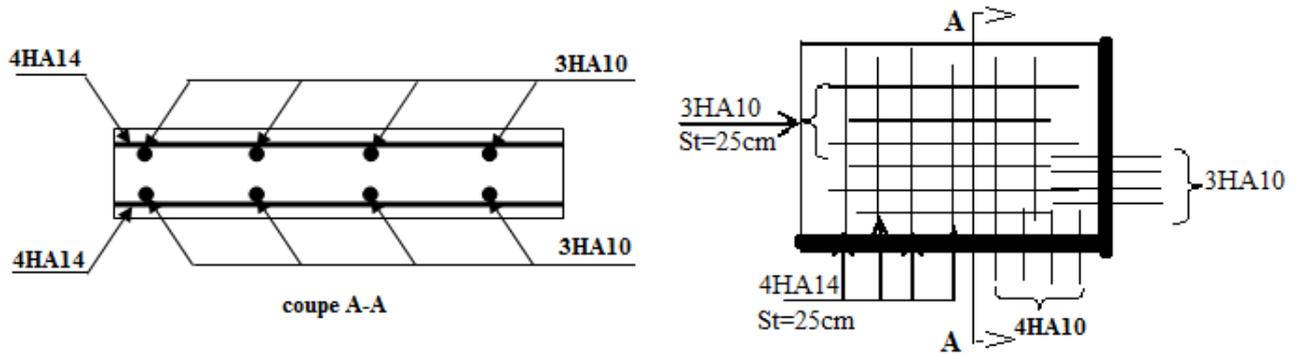


Fig.II.12 :schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.

II.3.3.Etude des escaliers simple à deux volées :

Escalier du RDC au 11^{ème} étage :

❖ Evaluation des charges et surcharges :

- Pour la volée : $G_v = 8.72 \text{KN/m}^2$
- Pour le palier : $G_p = 5.66 \text{KN/m}^2$
- Pour l'escalier : $Q = 2,5 \text{KN/m}^2$

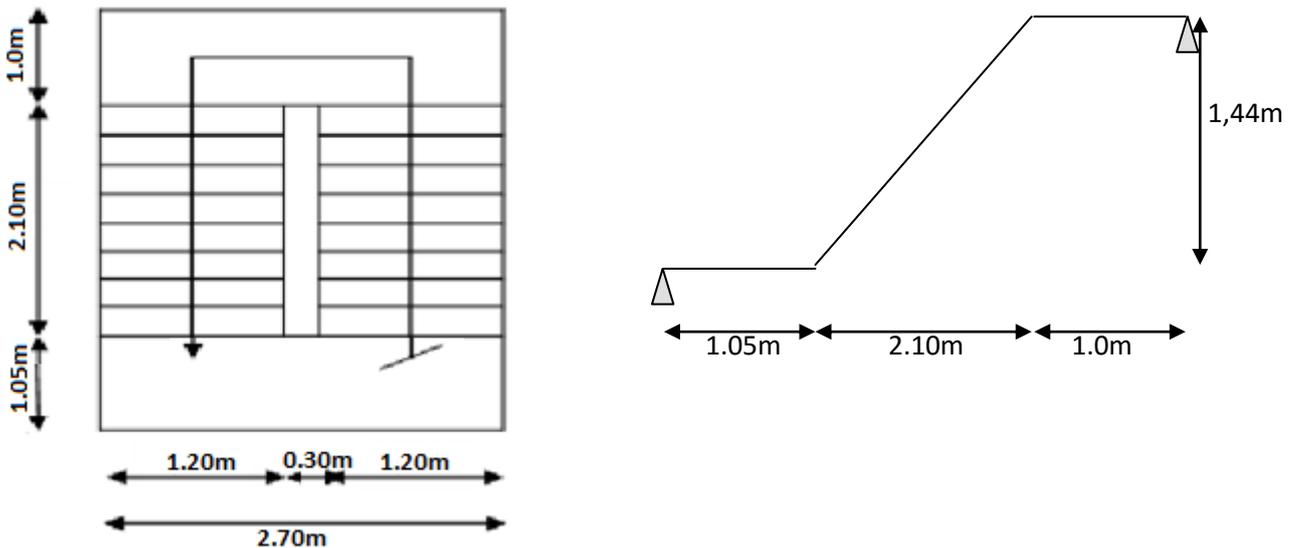


Fig.II.13 : vue en plan de l'escalier droit

l'ELU :

$$q_v = (1.5Q_v + 1.35G_v) \times 1 = 15.52 \text{KN/m} ; q_p = (1.5Q_p + 1.35G_p) \times 1 = 11.39 \text{KN/m}$$

A l'ELS :

$$q_v = (Q_v + G_v) \times 1 = 11.22 \text{KN/m} ; q_p = (Q_p + G_p) \times 1 = 8.16 \text{KN/m}$$

Calcul à ELU

$$q_v = 15.52 \text{KN/m}^2 \quad \left\{ \quad \quad \quad q_p = 11.39 \text{KN/m}^2 \right.$$

La poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

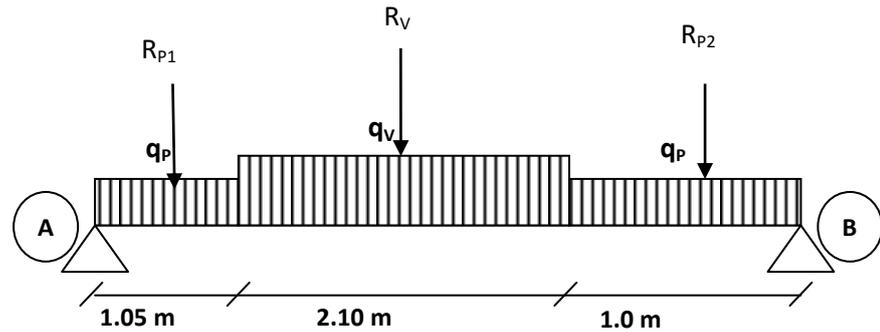


Fig. II.14: Schéma statique de l'escalier

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = R_{p1} + R_V + R_{p2} = (11.39 \times 1.05) + (15.52 \times 2.1) + (11.39 \times 1)$$

$$\Leftrightarrow R_A + R_B = 55.94 \text{KN}.$$

$$\sum M / A = 0 \Leftrightarrow R_{p1} \left(\frac{1.05}{2}\right) + R_{p2} \left(\frac{1}{2} + 2.10 + 1.05\right) + R_V \left(\frac{2.10}{2} + 1.05\right) = R_B (1.05 + 2.10 + 1)$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{(3.65R_{p2} + 2.1R_V + 0.525R_{p1})}{4.15} \Rightarrow R_B = 28.02 \text{KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Leftrightarrow R_{p1} \left(\frac{1.05}{2} + 2.10 + 1\right) + R_{p2} \left(\frac{1}{2}\right) + R_V \left(\frac{2.10}{2} + 1\right) = R_A \times 4.15 \Rightarrow R_A = 27.92 \text{KN}$$

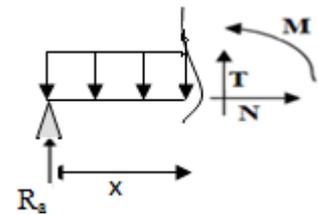
➤ **Calcul des sollicitations :**

➤ **Moment fléchissant :**

- $0 \leq x \leq 1.05 \text{m}$

$$M(x) = R_A \times x - q_p \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 27.92x - 11.39 \frac{x^2}{2} \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.05) = 23.03 \text{KN.m} \end{cases}$$

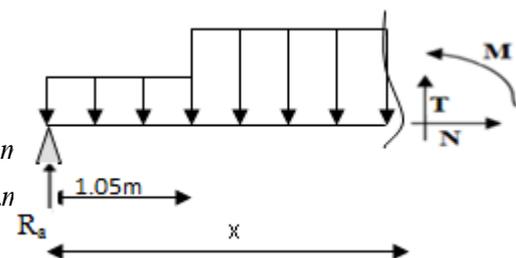


$$dm/dx=0 \text{ donc } x_0=2.45 \text{m}$$

$$M^{\max}(x_0) = 34.22 \text{KN.m}$$

- $1.05 \text{m} \leq x \leq 3.15 \text{m}$

$$M(x) = R_A \times x - (q_p \times 1.05) \times \left(x - \frac{1.05}{2}\right) - q_v \frac{(x-1.05)^2}{2} \rightarrow \begin{cases} M(1.05) = 23.04 \text{KN.n} \\ M(3.15) = 22.33 \text{KN.n} \end{cases}$$



$$dm/dx=0 \text{ donc } x_0=2.08 \text{m}$$

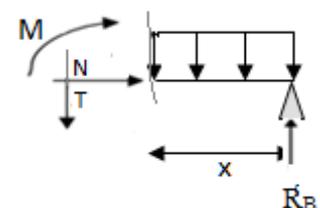
$$M^{\max}(x_0) = 31.23 \text{KN.m}$$

- $0 \leq x \leq 1 \text{m}$

$$M(x) = -q_p \times \frac{x^2}{2} + R_B \times x \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{KN.m} \\ M(1) = 22.325 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$dm/dx \text{ donc } x_0 = 2.46 \text{m}$$

$$M^{\max}(x_0) = 34.46 \text{KN.m}$$



• **Effort tranchant :**

- $0 \leq x \leq 1.05 \text{m}$

$$T(x) = R_A - q_p \times x$$

$$T(x) = 27.92 - 11.39 \times x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 27.92 \text{KN} \\ T_Y(1.05) = 15.96 \text{KN} \end{cases}$$

• $1.05 \leq x \leq 3.15 \text{m}$

$$T_Y(x) = R_A - q_p \times 1.05 - q_v(x - 1.05) \rightarrow \begin{cases} T_Y(1.05) = 15.96 \text{KN} \\ T_Y(3.15) = -19.63 \text{KN} \end{cases}$$

• $0 \leq x \leq 1 \text{m}$

$$T_Y(x) = -q_p \times x + R_B$$

$$T_Y(x) = -11.39 \times x + 28.02 \rightarrow \begin{cases} T_Y(0) = 28.02 \text{KN} \\ T_Y(1) = 16.63 \text{KN} \end{cases}$$

Les sollicitations max sont :

$$M_{0\text{max}} = 31,23 \text{KN.m pour } x=2.08 \text{m} \quad ; \quad T(\text{max})=28.02 \text{KN pour } x=2.46 \text{m}$$

Donc on a :

$$\begin{cases} M^t = 0.75 M_{\text{max}} = 23.42 \text{KN.m} \\ M^a = -0.5 M_{\text{max}} = 15.62 \text{KN.m} \end{cases}$$

Calcul à l'ELS : **Tab.II.25** : calcul des réactions.

q _{vs} (KN/m)	q _{ps} (KN/m)	R _A (KN)	R _B (KN)
11.22	8.16	20.11	20.18

Tab.II.26: calcul des sollicitations.

Tronçon $0 \leq x \leq 1.05 \text{m}$	Tronçon $1.05 \text{m} \leq x \leq 3.15 \text{m}$	Tronçon $0 \leq x \leq 1 \text{m}$
M (x = 0) = 0KN.m M (x = 1.05m) = 16.62kN.m	M (x = 1.05m) = 16.62KN.m M (x = 3.15m) = 22.33KN.m	M (x = 0) = 0 M (1m) = 16.1KN.m
T (x = 0) = 20.11KN T (1.05m) = 11.54KN.m	T (1.05m) = 11.54KN T (3.15m) = -19.63KN	T (0) = 20.18KN T (1m) = 12.02KN
x (m) = 2.45 M ₀ = 24.78KN.m	x (m) = 2.08 M ₀ = 22.55KN.m	x (m) = 2.46 M ₀ = 24.95KN.m

Donc les sollicitations max sont :

$$T_{\text{max}} = 20.18 \text{KN} \quad ; \quad M_0 = 22.55 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 22.55 \Rightarrow M_t = 19.16 \text{KN.m}$$

$$M_A = -0.4 \times 22.55 \Rightarrow M_A = -9.02 \text{KN.m}$$

Ferraillage :

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

En travée :

$$M^t = 23.42 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23.42 * 10^{-3}}{1(0.15)^2 14.2} = 0.073$$

$$\mu_{bu} = 0.073 < \mu_l = 0.392.$$

➔ Pivot A et les armatures comprimées sont pas nécessaires ($A'_s = 0$).

$$\varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.095$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1443 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M^t}{z f_{st}} = \frac{23.42 * 10^{-3}}{0.1443 * 348} = 4.66 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA14 = 6.16 cm²

En appuis :

$$M^a = -15.62 \text{ KN.m} \quad \alpha = 0.062$$

$$\mu_{bu} = \frac{15.62 * 10^{-3}}{1(0.15)^2 14.2} = 0.049 \quad Z = 0.146 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{15.62 * 10^{-3}}{0.146 * 348} = 3.07 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{bu} = 0.049 < \mu_l = 0.392.$$

On adopte : 4HA10 = 3.14 cm²

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tab.II.27: Calcul des armatures principales.

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{Cal} (cm^2)$	$A_{Adopte} (cm^2)$
Travée	23.42	0.073	0.095	0.1443	4.66	4HA14 = 6.16
Appui	15.62	0.049	0.062	0.146	3.07	4HA10 = 3.14

Vérification a l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.15 * \frac{2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A^t = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$A^a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

- **Armatures de répartition : E. 8. 2. 41 du BAEL91**

$$\text{En travée : } A > \frac{At}{4} = 1.54 \text{ cm}^2 \rightarrow 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A > \frac{Aa}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \rightarrow 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à l'effort tranchant :**

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\tau_U = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

Tel que : $\tau_U = \frac{V_{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_U$

$$\tau_U = \frac{28.02 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.15} = 0.187 MPa$$

$$\tau_U = 0.187 MPa < \bar{\tau}_U = 3.25 MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Dans ce cas on ne met pas des armatures transversales

Vérification des espacements :

D'après le BAEL91 les espacements sont :

- ⇒ Armatures principales : $S_t = 25 \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$
- ⇒ Armatures secondaires : $S_t = 25 \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

▪ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

$$A_l \geq \frac{1.15 V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_t + A_a = 6.16 + 3.14 = 9.3 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 9.3 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 28.02 \times 10^{-3}}{400} = 0.81 \text{ cm}^2$$

Vérfications à l'ELS

▪ **Vérification de la contrainte de compression du béton**

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

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

$$M_t = 19.16 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a = -9.02 \text{ KN.m}$$

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

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

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

Tab.II.28 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Travées	19.16	0.04421	0.000132	6.40889	15
Appuis	-9.02	0,03317	7.6453*10 ⁻⁵	3.913	15

▪ **État limite de déformation**

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{415} = 0.041 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier 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 est prise égale à :

$$f_{adm} = \frac{L}{500}, \text{ ce qui donne pour notre cas : } f_{adm} = 0.83cm$$

Calcul de I_0 : $I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times A \times \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$

$$I_0 = \frac{1 \times 0.17^3}{12} + 15 \times 6.16 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0.17}{2} - 0.02\right)^2 \Rightarrow I_0 = 4.48 \times 10^{-4} m^4$$

$Y(m) = 0.04421$; $I(m^4) = 0.000132$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{6.16}{100 \times 15} = 0.00411$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00411 \times (2 + 3)} = 5.11$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2.044$$

-Calcul de M_{serj} ; M_{serg} ; M_{serp} :

- M_{serj} : correspond aux charges permanentes avant la mise en place des revêtements.
- M_{serg} : correspond aux charges permanentes après la mise en place des revêtements.
- M_{serp} : correspond aux charges permanentes plus les charges d'exploitation.

$q_v = 8.72KN/m^2$; $q_p = 5.66KN/m^2$

$$M_{serg} = 0.85 \times M_0^{max} \Rightarrow M_{serg} = 0.85 \times 17.17 = 14.59KN.m$$

$q_v = 7.13 KN/m$; $q_p = 4.25KN/m$

$$M_{serj} = 0.85 \times M_0^{max} \Rightarrow M_{serj} = 0.85 \times 13.84 = 11.76KN.m$$

$q_v = G + Q = 8.72 + 2.5 = 11.22KN/m^2$; $q_p = G + Q = 5.66 + 2.5 = 8.16KN/m^2$

$$M_{serp} = 0.85 \times M_0^{max} \Rightarrow M_{serp} = 0.85 \times 22.55 = 19.16KN.m$$

-Calcul de σ_s : $\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} = \sigma_{sg} = 15 \times \frac{14.59 \times (0.15 - 0.04421) \times 10^{-3}}{0.000132} \Rightarrow \sigma_{sg} = 175.39MPa$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{11.76 \times (0.15 - 0.04421) \times 10^{-3}}{0.000132} \Rightarrow \sigma_{sj} = 141.37MPa$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{19.16 \times (0.15 - 0.04421) \times 10^{-3}}{0.000132} \Rightarrow \sigma_{sp} = 230.33 MPa$$

-Calcul de μ : $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00411 \times 175.39 + 2.1} = 0.262$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00411 \times 141.37 + 2.1} = 0.169$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00411 \times 230.33 + 2.1} = 0,375$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = I_{fij} = \frac{1.1 \times 0,000448}{1 + 5.11 \times 0.169} = 0,000264 \text{ m}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = I_{fig} = \frac{1.1 \times 0,000448}{1 + 5.11 \times 0.262} = 0,00021 \text{ m}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = I_{fip} = \frac{1.1 \times 0,000448}{1 + 5.11 \times 0.375} = 0,000169 \text{ m}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = I_{fvg} = \frac{1.1 \times 0,000448}{1 + 2.44 \times 0,262} = 0,000301 \text{ m}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{11.76 \times 4.15^2}{10 \times 32456.59 \times 0,000264} = 2.36 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{14.59 \times 4.15^2}{10 \times 32456.59 \times 0,000211} = 3.66 \text{ mm}$$

$$f_{vg} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{vg} = \frac{14.59 \times 4.15^2}{10 \times 10818.86 \times 0,000301} = 7.72 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{19.16 \times 4.15^2}{10 \times 32456.59 \times 0,000169} = 6.15 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 7.72 + 6.15 - 3.66 - 2.36 = 7.85 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 7.85 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{415}{500} = 8.3 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

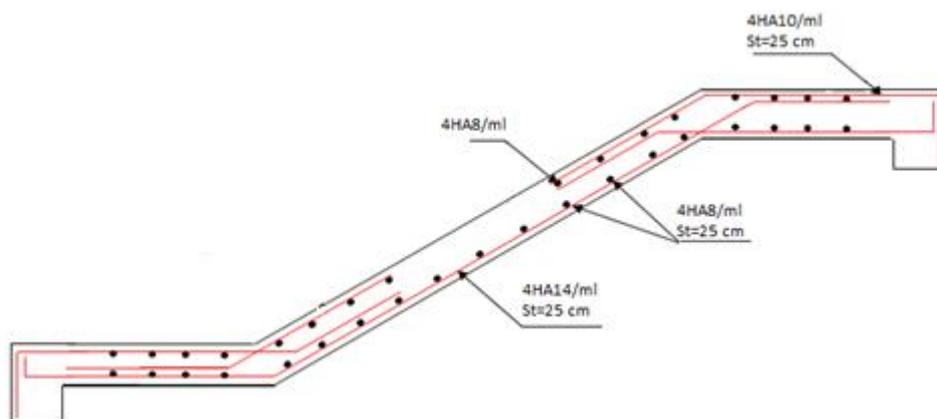
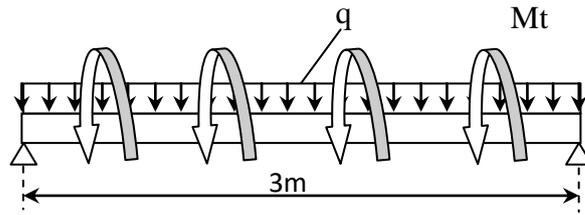


Fig.II.15 : schéma de ferrailage de l'escalier droit à deux travées.

Etude de la poutre palière :**Fig.II.16.** Schéma statique de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion.

- **Pré dimensionnement**

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \rightarrow 20\text{cm} < h < 30\text{cm}$$

- **Vérification**

D après le RPA99 version 2003, les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On opte pour une section de } (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

- **Calcul à la flexion simple**

Les charges revenant à la poutre palière sont :

Poids propre : $G = 25 \times 0.30 \times 0.35 \Rightarrow G = 2.625 \text{ KN} / \text{ml}$

Réactions (poids transmis par la volée+ poids transmis par le palier)

À L'ELU : $R_A = 27.92 \text{ KN/ml}$.

À L'ELS : $R_A = 20.11 \text{ KN/ml}$.

-Calcul des sollicitations

a) à l'ELU

$$q_u = 1.35 \times 2.625 + 27.92 = 31.46 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$M^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{31.46 \times 3^2}{8} = 35.39 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M^{\max} = 30.09 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.4 \times M^{\max} = -14.16 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 47.19 \text{ KN}$$

b) à l'ELS

$$q_s = 22.36 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$M^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = 25.15 \text{KN.m}$$

En travée : $M_t = 0.85 \times M^{\max} = 21.38 \text{KN.m}$

En appui : $M_a = -0.4 \times M^{\max} = -10.06 \text{KN.m}$

▪ **Ferraillage**

Les résultats du ferraillage longitudinal en travée et en appui sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab.II.29. Résultat du ferraillage de la poutre palière

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acal (cm ²)	Aadop(cm ²)
Travée	30.09	0.065	0.084	0.319	2.71	3HA12=3.39
Appuis	14.16	0.031	0.039	0.325	1.25	3HA10=2.36

▪ **Vérifications**

-Vérifications à L'ELU

-Condition de non fragilité

$$A_t = 3.18 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$A_a = 1.46 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée}$$

-Contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.477 \text{MPa}$

Et $\tau_{adm} = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa}$.

$\tau_u = 0.477 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{MPa} \dots\dots \text{Vérifiée}$

▪ **Calcul des armatures transversales**

$$A_t \geq (0.4 * b * S_t) / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.6 \text{cm}^2$$

Avec $S_t = 20 \text{cm}$.

-Vérification des espacements

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{0.6 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.3} = 20 \text{cm} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{cm}) = 29.7 \text{cm} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{cm}) = 25 \text{cm} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

▪ **Vérifications à L'ELS**

• **Etats 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.

En travée : $\Rightarrow y = 9.02 \text{ cm}$

En appui : $\Rightarrow y = 7.72 \text{ cm}$

Calcul de I : $I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$

En travée : $\Rightarrow I = 36580 \text{ cm}^4$

En appui : $\Rightarrow I = 27224 \text{ cm}^4$

En travée : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 5.36 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$

En appuis : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 2.90 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée.}$

• **État limite de déformation**

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$\frac{h}{L} = \frac{35}{300} = 0.116 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

$\frac{h}{L} = 0.116 > \frac{29.58}{10 \times 34.81} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

$\frac{3.39 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.33} = 0.0034 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

Condition vérifier donc la poutre ne risque pas de fléchir

• **Calcul à la torsion**

Le moment de torsion $M_T = -20.88 \text{ KN.m}$ est le moment statique au niveau de l'appui B

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)

$e = b/6 = 5 \text{ cm}$

$\Omega = (b-e) \times (h-e) = 0.0750 \text{ m}^2$

U : est le périmètre de la section creuse

$U = 2 \times [(h-e) \times (b-e)] = 1.1 \text{ m}^2$

Ferraillage :

$$A_t = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 4.4 \text{cm}^2$$

Choix d'armature

La section totale des armatures à adoptée est :

En travée : $A_t = A_L(\text{tor}) + A_L(\text{flexion}) = 4.4/2 + 3.39 = 5.59 \text{cm}^2$

On opte pour : **4HA14=6.16cm²**

En appuis : $A_a = A_L(\text{tor}) + A_L(\text{flexion}) = 4.4/2 + 2.36 = 4.56 \text{cm}^2$

On opte pour : **5HA12=5.65cm²**

-Vérification des contraintes tangentes a la torsion :

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = 2.78 \text{MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 2.78 \text{MPa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{MPa}$$

-Calcul des armatures transversales

On fixe l'espacement comme suit :

En travée $S_t = 20 \text{cm}$

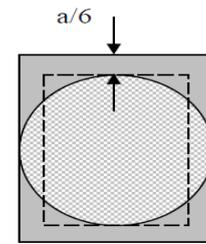
$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0.60 \text{cm}^2$$

En appuis $S_t = 10 \text{cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 2.61 \text{cm}^2$$

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

On opte 02 cadre $\Phi 10 \Rightarrow 4 \Phi 10 = 3.14 \text{cm}^2$



Section fictive.

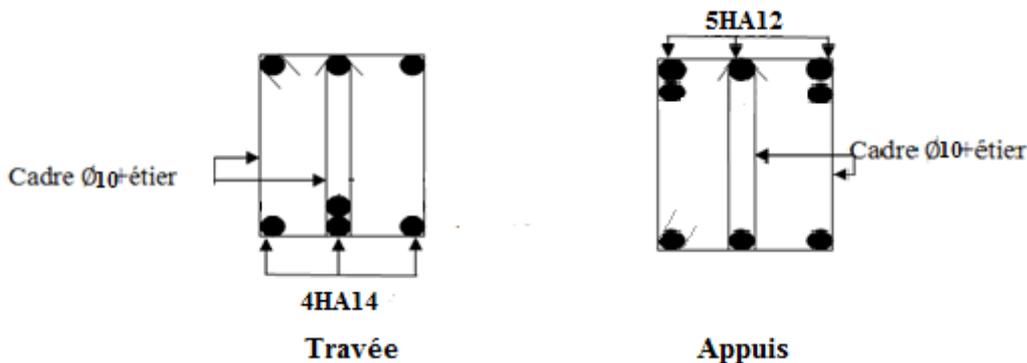


Fig.II.17 : Schéma de ferraillage de la poutre palière.

II.3.4. Etude de l'acrotère :

a) Hypothèse de calcul

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml

* Type de fissuration est préjudiciable.

* Le calcul se fait à la flexion composée.

b) Evaluation des charges et surcharges

* Le poids total: $W_p = G_{total}$.

$$\text{Surface total : } S = 0.1 \times 0.4 + \frac{0.05 \times 0.1}{2} + 0.05 \times 0.1 + 0.1 \times 0.1 \Rightarrow S = 0.0575 m^2$$

$$\text{Poids propre : } G_1 = 25 \times 0.0575 \times 1m \Rightarrow G_1 = 1.4375 \text{ KN}$$

$$\text{Poids d'enduit extérieur (ciment: } e = 2cm) : G_2 = 20 \times 0.015 \times 1.26 \times 1 \Rightarrow G_2 = 0.387 \text{ KN}$$

$$\text{Poids d'enduit intérieur (ciment: } e = 2cm) : G_3 = 20 \times 0.015 \times 1.26 \times 1 \Rightarrow G_3 = 0.387 \text{ KN}$$

$$\text{Le poids total : } W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.1935 \text{ KN}$$

* Charge horizontale due à la main courante : $Q = 1 \text{ KN}$

c) Charges horizontales

D'après le RPA99 Article 6.2.3 l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme donnée par la loi suivante : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

A : Coefficient de l'accélération de la zone donné par le (Tableau 4-1) RPA99 (2003)

C_p : Facteur de la force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1) RPA99(2003)

W_p : Poids propre de l'acrotère

$$\text{Pour ce projet on a : } \left. \begin{array}{l} \text{- groupe d'usage 2} \\ \text{- zone sismique IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A = 0,15 \\ C_p = 0,8 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,1935 = 1,05288 \text{ KN.}$$

d) Calcul des sollicitations

Calcul de centre de pression $G(X_G, Y_G)$:

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_G = 0.0935m$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = 0.2446m$$

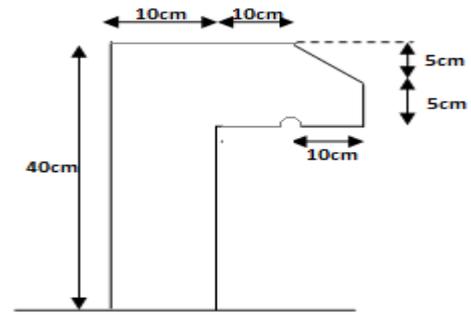


Fig.II.18 : Coupe transversale l'acrotère.

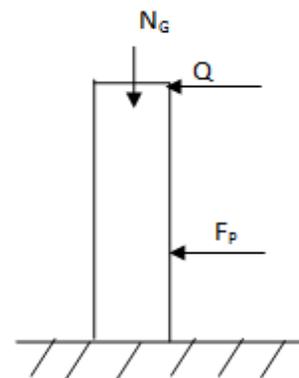


Fig.II.19 : Schéma statique de l'acrotère.

- L'acrotère est soumis à :

$$Q = 1 \text{ KN}, G = 2,1935 \text{ KN}$$

$$N_G = W_p = 2,1935 \text{ KN}; \quad N_Q = 0 \text{ KN}; \quad N_{FP} = 0 \text{ KN};$$

$$M_G = 0 \text{ KN.m}; \quad M_Q = Q \times H \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,4 = 0,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{FP} = F_p \times Y_G \Rightarrow M_{FP} = 1.05288 \times 0,2446 = 0,2575 \text{ KN.m.}$$

Tab.II.30. Combinaison d'action de l'acrotère.

Sollicitations	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1.35G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	2.1935	2.961	2.1935
M (KN .m)	0.6575	0.6	0.4

e) Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.6}{2.961} \Rightarrow e_1 = 0.203m \quad ; \quad \frac{h}{6} = \frac{0.4}{6} = 0.066m$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée.

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e_1 = \frac{M_u}{N_u}$) par une excentricité totale de calcul $e = e_1 + e_2 + e_a$

Avec:

e_1 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.6}{2.961} = 0.203m = 20.3cm$$

e_a = Excentricité additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right) \quad \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

h: hauteur de l'acrotère = 40cm $\Rightarrow e_a = \max\left(2cm; \frac{40}{250}\right) = 2cm.$

e_2 : excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3 l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

Avec : l_f : Longueur de flambement $l_f = 2h = 2 \times 0.4 = 0.8m$

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 10cm$; $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.4} = 0$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée généralement égale à 2.

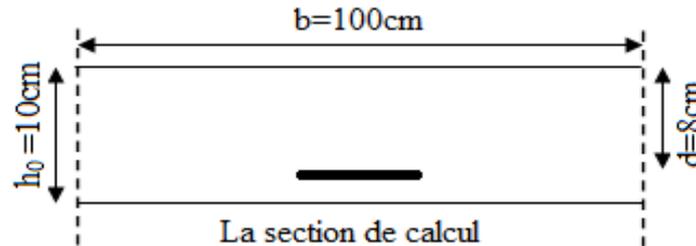
$$e_2 = \frac{3 \times 0.8^2 \times 2}{0.1 \times 10^4} = 0.00384m = 0.38cm.$$

D'où : $e=20.3+0.38+2=22.68\text{cm}$.

Les sollicitations de calcul deviennent :

f) ferrailage de l'acrotère

$$\begin{cases} N_u = 2.961\text{KN} \\ M_u = N_u \times e = 2.961 \times 0.2268 = 0.672\text{KN.m} \end{cases}$$



• **Calcul à l'ELU**

Le ferrailage est calculé à l'ELU, puis la vérification des contraintes se fera à l'ELS.

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple

pour une section rectangulaire $b \times h_0$ soumise à un moment égal à :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.672 + 2.961 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) \Rightarrow M_f = 0.7608\text{KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.7608 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.00837 \rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0;$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0105 ; \quad z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079\text{m}.$$

$$A_T = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = \frac{0.7608 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 0.2767\text{cm}^2.$$

Calcul à la Flexion Composer:

$$N_u \text{ est un effort de compression } \Rightarrow A_s = A_T - \frac{N_u}{f_{st}}$$

$$A_s = 0.2767 \times 10^{-4} - \frac{2.961 \times 10^{-3}}{348} = 0.1916\text{cm}^2.$$

g) Vérification à l'ELU

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.966\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.966\text{cm}^2 > A_s \Rightarrow \text{on adapte : } A_s = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}.$$

▪ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025\text{cm}^2 \Rightarrow A_r = 3\text{HA}8 = 1.51\text{cm}^2/\text{ml}.$$

▪ **Espacement**

$$\text{Armatures principale : } S_t \leq \frac{100}{4} = 25\text{cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 25\text{cm}.$$

Armatures de répartitions : $S_r \leq \frac{100}{3} = 33,33cm \Rightarrow$ on prend $S_r=30cm$.

▪ **Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\tau \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 4Mpa) \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \min(2,5 ; 4Mpa) \Rightarrow \tau \leq 2,5Mpa.$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.05288 + 1 \Rightarrow V_u = 2.05288KN.$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{2.05288 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.0256 < \bar{\tau} = 2,5 \rightarrow \text{Vérfifié.}$$

h) Vérification à l'ELS

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier

2. Contrainte limite du béton

$$d=0,08m \quad N_{ser}=2.1935 \text{ KN} \quad M_{ser}=0.4KN.m$$

▪ **Contrainte limite de l'acier**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t}; \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15Mpa.$$

$$\text{On a F.P} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{c28}}\right) = \min(266,67; 201,6) = 201,6Mpa.$$

▪ **Position de l'axe neutre**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{0.4}{2.1935} = 0.182m.$$

$$e_G = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.050m \Rightarrow \text{Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section}$$

et l'effort normal N_{ser} est un effort de compression, donc la Section est partiellement comprimée.

▪ **Position de centre de poussée**

D'après la convention de singe illustrée par le schéma à côté on a :

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$c = e_G - \frac{h}{2} \Rightarrow 0.182 - 0.05 = 0.132m$$

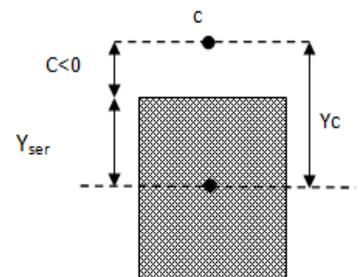
Le calcul de y_c revient à résoudre l'équation suivant : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$.

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

$$P = -3(0.132)^2 + 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times \frac{0,08 - 0.132}{1} \Rightarrow P = -0.05m^2.$$

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

$$q = -2(0.132)^3 - 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times \frac{(0,08 - 0.132)^2}{1} \Rightarrow q = -0.035m^3$$



$$y_c^3 - 0.05 \times y_c - 0.035 = 0.$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times P^3}{27} = 0.035^2 + \frac{4 \times (-0.05)^3}{27} = 1.2 \times 10^{-3}$$

$\Delta > 0 \Rightarrow$ La solution de l'équation sera par itération :

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante: $c = 13.2\text{cm}$

$$y_c + c = 21.4\text{cm} \dots\dots \text{vérifie.}$$

Donc on prend $y_c = -8.2\text{cm} \Rightarrow y_{ser} = 21.4\text{cm}; c = 13.2\text{cm}.$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} - 15 A(d - y) = \frac{1 \times 0.214^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.214) = 0.0233\text{m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.1935 \times 10^{-3}}{\mu_t} \times Y_{ser} = 0.020\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.1935 \times 10^{-3}}{\mu_t} \times (0.08 - 0.214) = -0.189\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{st}$$

i) Schéma de ferrillage

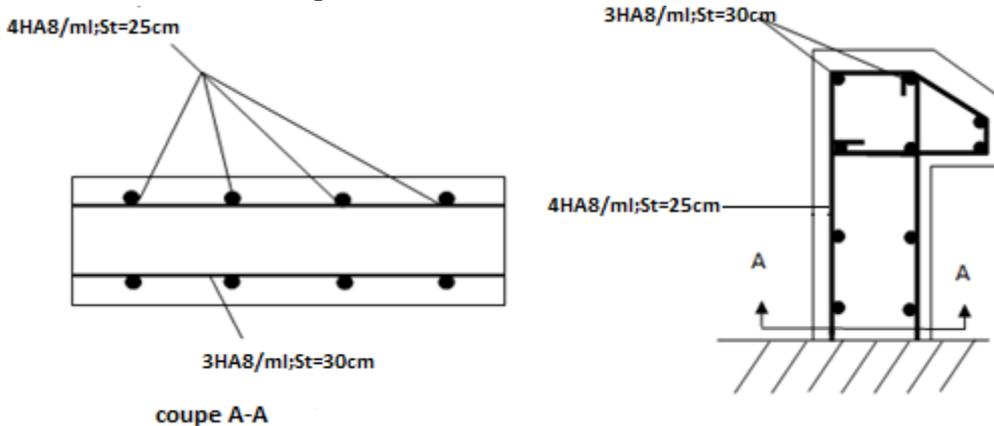


Fig.II.20 : Schéma de ferrillage de l'acrotère

II.3.5.L'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, 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.

➤ **Les caractéristiques (Annexe 4) :**

-V= 1.6 m /s : Vitesse nominale.

les dimensions de la cabine : BK×TK×HK=(110×140×220)m³.

Les dimensions de la gaine : BS = 1=180cm ; TS= L =210cm.

- P_m = 15 KN : Charge due à la salle de machine.

- D_m = 82 KN : Charge due au poids propre de l'ascenseur.

- F_c = 102 KN : Charge due à la rupture des câbles.

- W puissances de l'ascenseur = 6,8 KW

- H la hauteur de l'ascenseur = 220 cm

- poids de 8 personnes = 630 kg = 6,3 KN

1)- Dalle de salle machine (locale).

2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$g = D_m + P_m + P_{personnes} = 103.3 \text{ KN}$$

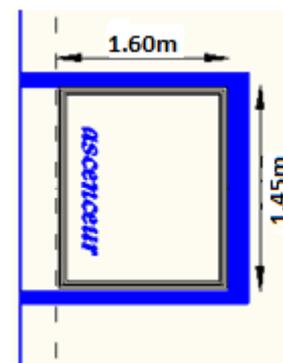


Fig.II.21 : Coupe transversale d'ascenseur

Etude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle, donc on fixe une épaisseur $e=20\text{cm}$. $l_x = 1.45\text{m}$ et $l_y = 1.60\text{m}$ donc une surface $S = 1.60 \times 1.45 = 2.32\text{m}^2$.

a. Evaluation des charges et surcharges

Poids propre de la dalle et des revêtements

On a un revêtement en béton d'épaisseur ($e = 5\text{cm}$)

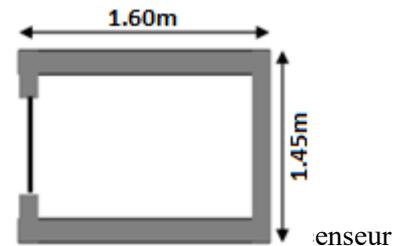
$$G = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.05 = 6.1 \text{ KN}$$

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

1. Cas d'une charge répartie**b. Combinaisons des charges**

$$L'ELU : q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 9.735 \text{ KN/m}^2.$$

$$L'ELS : q_s = G + Q = 7.1 \text{ KN/m}^2.$$

**c. Calcul des sollicitations****▪ Cas d'une charge répartie****➤ Moments**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.91 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases} \text{(Annexe1)} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.91 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0.73 \text{ KNm} \end{cases}$$

• Calcul des moments réels

$$\text{❖ En travée : Sens x-x' : } M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.77 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y' : } M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.62 \text{ KNm}$$

$$\text{❖ En appui : } M_a^x = -0.3 \times M_0^x = -0.273 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = -0.3 \times M_0^y = -0.219 \text{ KNm}$$

❖ Effort tranchants

$\rho = 0.91 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens :

$$\rho = 0.91 \Rightarrow V_x = V_y = q_u \times \frac{l_x}{3} = 4.71 \text{ KN}$$

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 $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 18\text{cm}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} ; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z_b = d(1 - 0.4\alpha) ; A_s = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s}$$

Tab.II.31. Résultats de calcul de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ² /ml)	A_t^{min} (cm ² /ml)	A_a^{cal} (cm ² /ml)	A_a^{min} (cm ² /ml)	A_t^{adp} (cm ² /ml)	A_a^{adp} (cm ² /ml)
Sens x-x'	0.77	0.273	0.124	1.67	0.043	1.67	4HA10=3,14	4HA10=3,14
Sens y-y'	0.62	0.219	0.099	1.6	0.035	1.6	4HA10=3,14	4HA10=3,14

On calcule A_{min} :

$$e = 20cm; b = 100cm ; \rho = 0.91 ; \rho_0 = 0,0008$$

$$\left. \begin{matrix} e > 12cm \\ \rho > 0,4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.67cm^2/ml. \\ A_{min}^y = 1.6cm^2/ml. \end{cases}$$

*** Calcul des espacements**

Sens x - x': $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ On adapte $S_t = 25cm$.

Sens y - y': $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ On adapte $S_t = 25cm$.

d. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{4.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0.0269MPa < 1.25MPa$$

C'est vérifié.

Vérification à l'ELS

$$\nu = 0.2$$

$$q_{ser} = G + Q \Rightarrow q_{ser} = 7.1KN/m^2$$

$$\rho = 0.91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0518 \\ \mu_y = 0.8646 \end{cases} \text{(Annexe)} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.77KNm \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0.66.KNm \end{cases}$$

• Correction des moments

❖ En travée :

$$\text{Sens x-x'} : M_{tser}^x = 0.85 \times M_0^x = 0.65KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_{tser}^y = 0.85 \times M_0^y = 0.56KNm$$

• Vérification des contraintes

*** Etat limite de compression de béton** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

Sens x-x' :

$$A_x = 3.14cm^2, b = 100cm, d = 18cm, y = 3.67cm, I = 11320cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.213MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens y-y' :

$$A_y = 3.14cm^2, b = 100cm, d = 18cm, y = 3.67cm, I = 11320cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.184MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

2. Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q 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.

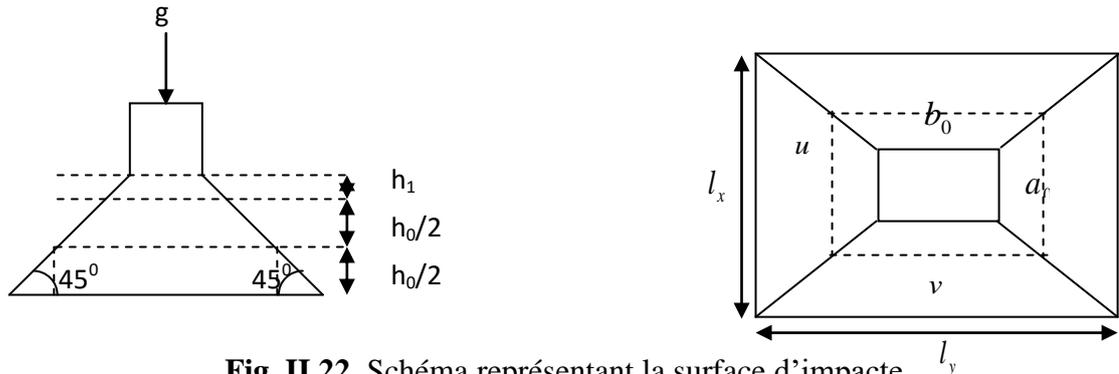


Fig .II.22. Schéma représentant la surface d'impact.

Calcul du rectangle d'impact ($u \times v$)

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \text{BAEL91.}$$

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

On a une vitesse $V = 1.6m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 4cm$

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement qui égale à :

- 0,75 si le revêtement moins de résistance
- 1 si le revêtement béton, ce qui le cas pour cette dalle.

Donc : $\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 108cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 108cm. \end{cases}$

Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \text{ Avec } \nu : \text{ Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3KN$

$P_u = 1,35 \times g = 1.35 \times 103.3 = 139.455KN$

M_1 et M_2 sont des coefficients donnés par l'abaque de Mougins (Annexe2)

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ ; M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ e $\rho = 0.91$

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{108}{145} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0.74 \\ \rho = 0.91 \end{cases} \Rightarrow M_1 = 0.056; \begin{cases} \frac{v}{l_y} = \frac{108}{160} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.68 \\ \rho = 0.91 \end{cases} \Rightarrow M_2 = 0.047$$

❖ Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 139.455 \times 0.056 = 7.809 \text{KNm} \\ M_{y1} = 139.455 \times 0.047 = 6.554 \text{KNm} \end{cases}$$

❖ Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.735 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.914 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.734 \text{KNm}$$

• **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.723 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.288 \text{KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

En travée : $M_{tx} = 0,85M_{0x} = 7.41 \text{KNm}$; $M_{ty} = 0,85M_{0y} = 6.19 \text{KNm}$

En appui : $M_{ax} = -0,3M_{0x} = -2.62 \text{KNm}$; $M_{ay} = -0,3M_{0y} = -2.19 \text{KNm}$

Ferraillage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 18 \text{cm}$ et $d_y = 18 \text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.II.32. Résultats de calcul de ferraillage de la dalle local machine.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ² /ml)	A_t^{min} (m ² /ml)	A_a^{cal} (cm ² /ml)	A_a^{min} (cm ² /ml)	A_t^{adp} (cm ² /ml)	A_a^{adp} (cm ² /ml)
Sens x-x'	7.41	2.62	1.19	1.67	0.42	1.67	4HA10=3.14	4HA10=3.14
Sens y-y'	6.19	2.19	0.99	1.6	0.35	1.6	4HA10=3.14	4HA10=3.14

Vérification à l'ELU :

Vérification au poinçonnement :

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ BAEL.91.(Article H. III.10)}$$

Avec :

p_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (108 + 108) \Rightarrow U_c = 432 \text{cm}; \quad p_u = 139.455 \text{KN}; \quad \gamma_b = 1.5.$$

$$p_u = 139.455 \text{KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 648 \text{KN} \quad \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

Vérification de l'effort tranchant : $b=100 \text{cm}$; $d_x=18 \text{cm}$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

On a :

$$v = u \Rightarrow V_u = \frac{p_u}{3 \times v} = \frac{139.455}{3 \times 1.08} = 43.042 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = 0.0239 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{MPa} \dots \text{Vérifiée}$$

a. Calcul à l'ELS

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = g = 103.3KN \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 6.756KNm. \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 6.012KNm. \end{cases}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 6.1 + 1 = 7.1KN \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.773KNm. \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.668KNm \end{cases}$$

- **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont: sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.529KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.68KNm \end{cases}$$

- **Correction des moments**

En travée : $M_{tx} = 0,85M_{0x} = 6.40KNm$

$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 5.68KNm$

En appui : $M_{ax} = -0,3M_{0x} = -2.26KNm$

$M_{ay} = -0,3M_{0y} = -2.00KNm$

- **Vérification des contraintes**

Etat limite de compression de béton $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

Sens x-x' :

$A_x = 3.14cm^2, b = 100cm, d = 18cm, y = 3.67cm, I = 11320 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 2.077MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Sens y-y' :

$A_y = 3.14cm^2, b = 100cm, d = 18cm, y = 3.67cm, I = 11320 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 0.733MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Vérification de la flèche(BAEL91 (Art.L.IV.10))**

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{20}{145} = 0.138 > 0.0425 \Rightarrow \text{ la condition vérifiée}$

2. $\frac{A}{b_0 \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3.14}{100 \times 18} = 0,0017 < 0,005 \Rightarrow \text{ la condition vérifiée}$

Les conditions de flèche est vérifiée donc sa sera pas nécessaire de vérifiée la flèche

Schéma de ferrailage

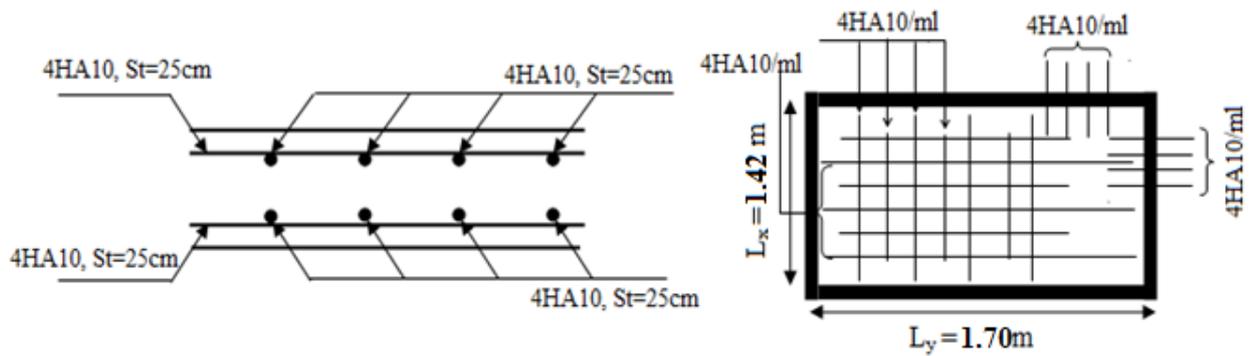


Fig.II.23 :schéma du ferrailage de la dalle d'ascenseur.

II.3.6.Conclusion :

Le but de cette partie de chapitre est de faire une étude pour les éléments secondaire, afin de réaliser un ferrailage qui pourra résister a différentes sollicitation agissants sur la structure.

Chapitre III

Etude dynamique

III.1.Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, qui à leurs tours, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation. Alors l'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection vis-à-vis des effets des actions sismique par des conceptions qui sont : la résistance, l'économie et l'aspect architectural. Le bâtiment sera considéré comme un système à plusieurs degrés de liberté.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

Selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/version 2003), la région de la wilaya Bejaia est classée en zone de sismicité moyenne IIa.

L'étude et l'analyse de notre structure ont été effectuées avec le logiciel ETABS version 16.2.0 qui est un logiciel d'analyse des structures.

III.2.Méthodes de calcul :

Les règles parasismiques (RPA99 version2003) offrent trois méthodes de calcul :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

III 2.1 Méthode statique équivalente :

- **Principe**.....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 effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- **Modélisation**.....RPA99.Art (4.2.2)
 - a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
 - b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
 - c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.
- **Conditions d'application**.....RPA99.Art (4.1.2)

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment 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 étudié présente une configuration régulière tout en respectant, autre les conditions énoncées en haut, d'autre conditions complémentaires énumérées dans le RPA99.

Calcul de la force sismique totale à la base :

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{Article 4.2.3 (RPA99 addenda 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

Dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

Dans notre cas :

- Groupe d'usage : 2
 - zone sismique : IIa
- } ⇒ A=0.15

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement. il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version 2003). (Dans ce projet on a un système portique contreventés par voiles ⇒ R=4)

Q : facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

Avec P_q : pénalité correspondante au critère q (tableau 4.4 du RPA99 addenda 2003)

Facteur de qualité (Q)	Valeurs de P_q			
	Observé		P_{qy}	P_{qx}
1) Condition minimale des files porteuses	Non	Oui	0.05	0.0
2) Redondance en plan	Non	Non	0.05	0.05
3) Régularité en plan	Oui	Oui	0.00	0.00
4) Régularité en élévation	Oui	Oui	0.00	0.00
5) Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	Oui	0.00	0.00
6) Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	Oui	0.00	0.00

Tab.III.1. Valeurs des pénalités P_q

$Q_y = 1.1$; $Q_x = 1.05$

D : Facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Le facteur d'amplification dynamique D, 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, donnée par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99 addenda 2003) $\xi = 8.5\%$.

⇒ $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.816$

T1 et T2 : période caractéristique relative au sol et donnée par le tableau 4.7 du (RPA99/version 2003)

On a site (S3) donc
$$\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.5s \end{cases}$$

Estimation de la période fondamentale de la structure T

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 addenda 2003 suivantes :

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

Avec : h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 40.72 \text{ m}$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 addenda 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0,05$.

$$T = 0.05 \times (40.72)^{\frac{3}{4}} = 0.806s \dots \dots \dots (I)$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :
$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

$L_{x,y}$: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x = 17m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 16m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

- Calcul de la période suivant l'axe longitudinal :

$$T_x = \frac{0.09 \times 40.72}{\sqrt{17}} = 0.888s \dots \dots \dots (II)$$

Entre (I) et (II) on prend le minimum défavorable : $T_x = 0.806s$

- Calcul de la période suivant l'axe transversal :

$$T_y = \frac{0.09 \times 40.72}{\sqrt{16}} = 0.916s \dots \dots \dots (III)$$

Entre (I) et (III) on prend le minimum défavorable : $T_y = 0.806s$

Donc T : la période fondamentale statique majorée de 30% est : $T_{sx} = T_{sy} = 1.3 \times 0.806 = 1.05s$

$$T_2 = 0.5s \leq T_{sx} \leq 3s \quad \text{d'ou} \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sx}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.806}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{donc : } D_x = 1.48$$

$$T_2 = 0.5s \leq T_{sy} \leq 3s \quad \text{d'ou} \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sy}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.806}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{donc : } D_y = 1.48$$

W : poids total de la structure.

Calcul du poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

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

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation} \\ 0.6 & \text{pour l'étages à usage commercial} \end{cases} \quad \text{Tableau 4.5 du RPA99 addenda 2003}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

A partir du logiciel **Etabs.2016.16.2.0** on trouve : $W_{tot} = 42498.14 \text{KN}$.

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\text{sens X : } V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.48 \times 1.10}{4} \times 42498.14$$

$$\text{sens Y : } V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.48 \times 1.05}{4} \times 42498.14$$

$$\Rightarrow \begin{cases} V_x = 2594.51 \text{KN} \\ V_y = 2476.58 \text{KN} \end{cases}$$

III.2.2.Méthode d'analyse dynamique.

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

Principe

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établi grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Article .4.2.3)}$$

Avec : A : coefficient d'accélération de la zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Pour notre étude de ce projet le spectre de réponse est donné par le logiciel (**spectre**), le graphe donne S_a/g en fonction du temps.

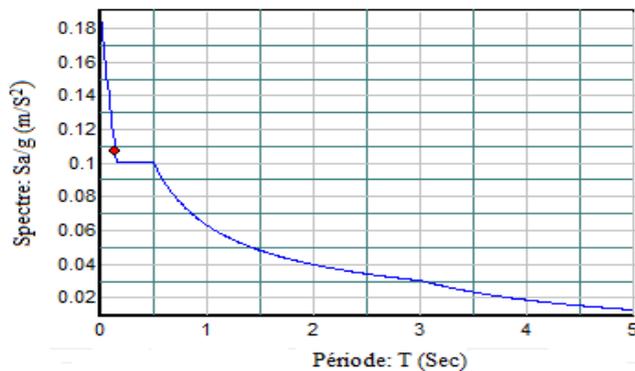


Fig.III.1. Spectre de réponse sens x-x

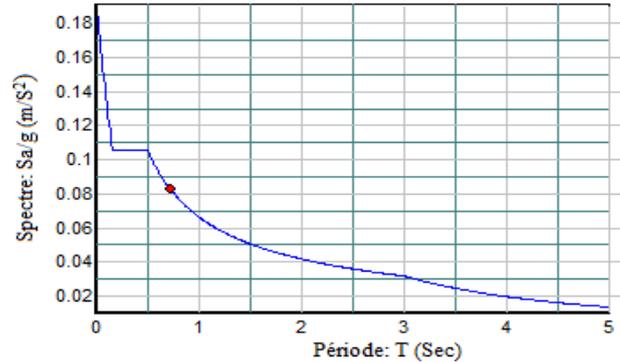


Fig.III.2. Spectre de réponse sens y-y

a. Les hypothèses

1. Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitre)
2. Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
3. le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
4. les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

III.3. Description du logiciel ETABS version 16.2.0

L'ETABS version 16.2.0 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

➤ Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux et de la longueur des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l'interaction (voiles – portiques), on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

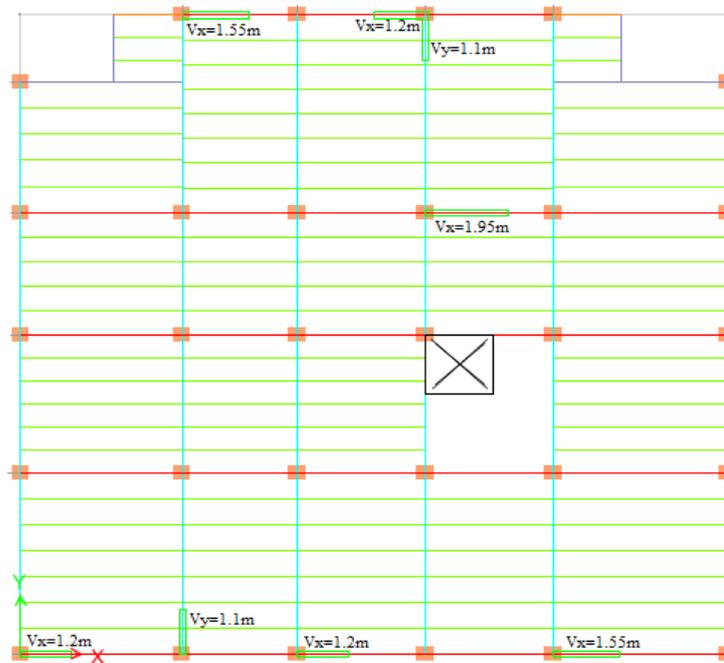


Fig.III.3. Dispositions des voiles.

III.4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS.

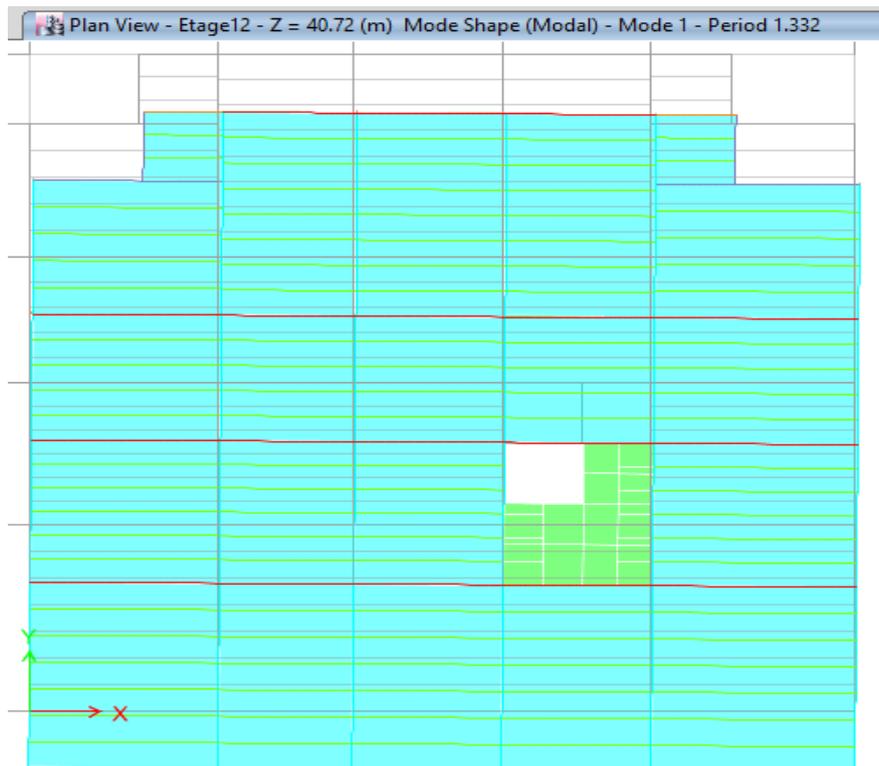


Fig.III.4. 1^{ère} mode de déformation (translation suivant y-y)

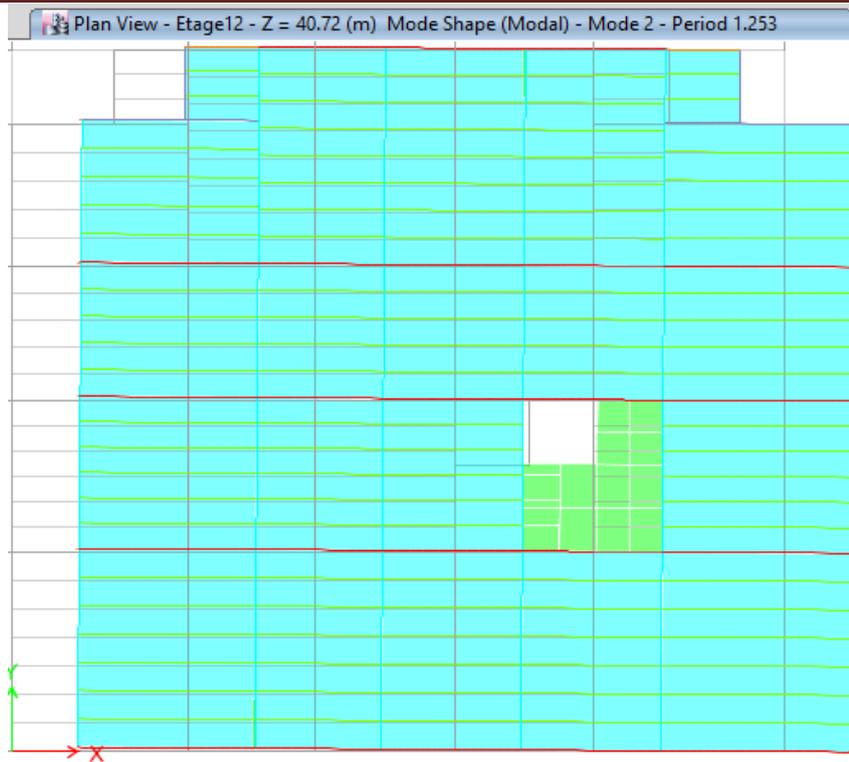


Figure III.5. 2^{ème} mode de déformation (translation suivant x-x)



Fig.III.6. 3^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z)

III.5.vérification :**III.5.1.Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :**

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tab.III.2. Période de vibration et taux de participation massique.

Mode	Période [sec]	Mode individuel (unîtes)		Somme Cumulée	
		UX [%]	UY [%]	UX [%]	UY [%]
1	<u>1.332</u>	0.0006	<u>0.7496</u>	0.0006	0.7496
2	<u>1.253</u>	<u>0.723</u>	0.0007	0.7236	0.7503
3	<u>1.122</u>	0.0008	0.0009	0.7244	0.7512
4	0.457	1.758E-05	0.1149	0.7244	0.8661
5	0.398	0.1281	2.28E-05	0.8525	0.8661
6	0.372	0.0003	0.0001	0.8528	0.8662
7	0.26	6.263E-06	0.0434	0.8528	<u>0.9096</u>
8	0.211	0.0453	0	0.8981	0.9096
<u>9</u>	0.201	0.0053	3.682E-05	<u>0.9033</u>	0.9097

Constatations

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale : $T_x = 1.332s$
- ✓ Les 1^{er} et 2^{eme} modes sont des modes de translation.
- ✓ Le 3^{eme} mode est un mode de rotation.
- ✓ On doit retenir les 9 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

- **Analyse des résultats**

La participation modale du 1^{er} mode suivant le sens y-y est prépondérante ce qui donne un mode de translation suivant le sens y-y tel que montré sur la figure III.4, et on constate que la 2^{eme} est aussi un mode de translation suivant x-x tel que montré sur la figure III.5, et le troisième mode est une rotation autour de Z figure III.6.

Ces résultats montrent que la participation modale suivant la direction X atteint 90% au mode 9, et dans la direction Y elle atteint 90% au mode 7.

III.5.2.Calcul des charge repris par portique et voiles :

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.

a) Sous charges verticales

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

Tab.III.3 : effort sous charges verticales.

	Portique (KN)	Voiles(KN)	Portique (%)	Voiles(%)
entr sol	42669.68	5913.97	87.83	12.17
RDC	39360.33	5151.71	88.43	11.57
Etage 1	36056.99	4761.60	88.33	11.67
Etage 2	32443.47	4686.76	87.38	12.62
Etage 3	29255.57	4311.86	87.15	12.85
Etage 4	26073.51	3931.23	86.90	13.10
Etage 5	22679.12	3761.22	85.77	14.23
Etage 6	19614.60	3375.50	85.32	14.68
Etage 7	16423.79	3114.83	84.06	15.94
Etage 8	13529.39	2661.06	83.56	16.44
Etage 9	10559.87	2280.72	82.24	17.76
Etage 10	7843.54	1737.30	81.87	18.13
Etage 11	5134.19	1185.88	81.24	18.76
Etage 12	2594.39	564.78	82.12	17.88

b) Sous charges horizontales

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tab.III.4 : effort sous charges horizontales.

	Sens x-x				Sens y-y			
	portique	Voiles	P(%)	V(%)	portique	Voiles	P(%)	V(%)
entre sol	807.2635	1005.962	44.52	55.48	1487.7297	387.1009	79.35	20.65
RDC	849.0283	873.4352	49.29	50.71	1467.1873	207.6714	87.60	12.40
Etage 1	876.7577	771.4163	53.20	46.80	1439.4696	151.2934	90.49	9.51
Etage 2	807.743	765.5178	51.34	48.66	1336.361	171.6245	88.62	11.38
Etage 3	815.4595	675.6533	54.69	45.31	1295.1299	135.7318	90.51	9.49
Etage 4	815.5794	584.8939	58.24	41.76	1247.9002	99.9402	92.59	7.41
Etage 5	695.6243	607.4915	53.38	46.62	1096.7426	155.1885	87.60	12.40
Etage 6	722.3255	479.1072	60.12	39.88	1081.2726	76.8661	93.36	6.64
Etage 7	577.5951	514.5038	52.89	47.11	895.628	150.3237	85.63	14.37
Etage 8	593.7557	379.9484	60.98	39.02	871.2581	61.89	93.37	6.63
Etage 9	432.9607	403.1515	51.78	48.22	655.9964	137.6724	82.65	17.35

Etage 10	426.5353	255.7932	62.51	37.49	599.0998	47.6961	92.63	7.37
Etage 11	264.4096	228.3294	53.66	46.34	363.9974	100.2447	78.41	21.59
Etage 12	295.747	85.5417	77.57	22.43	303.4556	35.4525	89.54	10.46

Remarque : on constate qu'il y'a une faible reprise de charges horizontal dans les voiles vis-à-vis le sens (y-y) due aux conditions architecturales qui limite leurs nombre.

III.5.3.Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} 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 :

Tab.III.5. Vérification de l'effort tranchant à la base.

	V_{st} (KN)	V_{dyn} (KN)	$\frac{V_{dyn}}{V_{st}}$	Observation
Sens x-x	2594.51	1811.3411	0.70	Non Vérifie
Sens y-y	2476.58	1873.7634	0.75	Non Vérifie

- Analyse des résultats**

La condition n'est pas vérifiée, donc les paramètres de réponse (force, déplacement, moment.) Seront majorés. Avec : Sens x-x : $0.8V_{st}/V_{dyn}=1.15$

Sens y-y : $0.8V_{st}/V_{dyn}=1.05$

III.5.4.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 .

R : Coefficient de comportement($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage,

C.à.d. : $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e :Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.III.6. Vérification des déplacements.

Niveaux	Sens x-x						Sens y-y				
	h_k (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
<i>entr sol</i>	328	0.1	0.5	0	0.50	0.152	0.2	1.00 0	0	1.00	0.305
<i>RDC</i>	288	0.3	1.5	0.5	1.00	0.347	0.5	2.50 0	1.00 0	1.50	0.521
<i>Etage 1</i>	288	0.6	3	1.5	1.50	0.521	0.9	4.50 0	2.50 0	2.00	0.694
<i>Etage 2</i>	288	1	5	3	2.00	0.694	1.3	6.50 0	4.50 0	2.00	0.694
<i>Etage 3</i>	288	1.3	6.5	5	1.50	0.521	1.7	8.50 0	6.50 0	2.00	0.694
<i>Etage 4</i>	288	1.7	8.5	6.5	2.00	0.694	2.1	10.5 00	8.50 0	2.00	0.694
<i>Etage 5</i>	288	2	10	8.5	1.50	0.521	2.5	12.5 00	10.5 00	2.00	0.694
<i>Etage 6</i>	288	2.4	12	10	2.00	0.694	2.9	14.5 00	12.5 00	2.00	0.694
<i>Etage 7</i>	288	2.7	13.5	12	1.50	0.521	3.2	16.0 00	14.5 00	1.50	0.521
<i>Etage 8</i>	288	3	15	13.5	1.50	0.521	3.5	17.5 00	16.0 00	1.50	0.521
<i>Etage 9</i>	288	3.2	16	15	1.00	0.347	3.8	19.0 00	17.5 00	1.50	0.521
<i>Etage 10</i>	288	3.5	17.5	16	1.50	0.521	4.1	20.5 00	19.0 00	1.50	0.521
<i>Etage 11</i>	288	3.7	18.5	17.5	1.00	0.347	4.3	21.5 00	20.5 00	1.00	0.347
<i>Etage 12</i>	288	3.9	19.5	18.5	1.00	0.347	4.4	22.0 00	21.5 00	0.50	0.174

- **Analyse des résultats :** D’après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d’étage.

Sens (x - x) : $\Delta_{k\max} = 1.48\text{cm} < 1\% \times h_e = 2.88\text{cm}$.

Sens (y - y) : $\Delta_{k\max} = 1.58\text{cm} < 1\% \times h_e = 2.88\text{cm}$

III.5.5. Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ :

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 :

$$\theta = \frac{PK \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad RPA99 \text{ addenda } 2003(\text{Article } 5.9)$$

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 ».

- 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 $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab.III.7. Vérification a L’effet P- Δ .

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)
<i>entr sol</i>	328	43935.62	0.5	2085.21	0.032	1	2193.5521	0.061
<i>RDC</i>	288	40199.837	1	1980.8336	0.070	1.5	1959.5848	0.107
<i>Etage 1</i>	288	36844.237	1.5	1895.4008	0.101	2	1861.1929	0.137
<i>Etage 2</i>	288	33492.927	2	1809.2506	0.129	2	1764.3433	0.132
<i>Etage 3</i>	288	30266.947	1.5	1714.7804	0.092	2	1674.1083	0.126
<i>Etage 4</i>	288	27041.096	2	1610.5448	0.117	2	1576.9733	0.119
<i>Etage 5</i>	288	23813.713	1.5	1498.5837	0.083	2	1464.7595	0.113
<i>Etage 6</i>	288	20700.329	2	1381.6481	0.104	2	1355.0224	0.106
<i>Etage 7</i>	288	17585.85	1.5	1255.9141	0.073	1.5	1223.7635	0.075
<i>Etage 8</i>	288	14574.534	1.5	1119.7601	0.068	1.5	1091.7833	0.070
<i>Etage 9</i>	288	11561.677	1	961.5293	0.042	1.5	928.5925	0.065
<i>Etage 10</i>	288	8638.8366	1.5	784.678	0.057	1.5	756.7513	0.059
<i>Etage 11</i>	288	5715.1017	1	566.6501	0.035	1	543.1633	0.037
<i>Etage 12</i>	288	2889.0557	1	438.4822	0.023	0.5	396.5225	0.013

- **Analyse des résultats :** On remarque que les valeurs de θ_k inférieur à 0.1 est vérifier ; sauf 4 niveaux dans le sens x-x et 7 niveaux dans le sens y-y tel que $(0.1 \leq \theta_k \leq 0.2)$; donc l’effet P- Δ peut être pris en compte de manier approximative en amplifiant les effets de l’action sismique calcule au moyen d’une analyse élastique du 1^{ère} ordre par le facteur suivant :

Dans le sens x-x : $\frac{1}{1-\theta} = 1.148$; Dans le sens y-y : $\frac{1}{1-\theta} = 1.158$.

III.5.6. 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, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

Avec :

$$RPA99\text{addenda} \quad v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad 2003(\text{Art} : 7.1.3.3)$$

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 :

Tab. III.8. Vérification de l'effort normale réduit.

Niveaux	B_r (cm ²)	N_d (KN)	v	Observation
<i>entr sol</i>	65×70	3097.36	0.272	Vérifiée
<i>RDC</i>	60×65	2779.10	0.285	Vérifiée
<i>Etage 1</i>	60×65	2423.77	0.249	Vérifiée
<i>Etage 2</i>	55×60	2059.42	0.250	Vérifiée
<i>Etage 3</i>	55×60	1725.05	0.209	Vérifiée
<i>Etage 4</i>	55×60	1478.51	0.179	Vérifiée
<i>Etage 5</i>	50×55	1245.23	0.181	Vérifiée
<i>Etage 6</i>	50×55	1042.77	0.152	Vérifiée
<i>Etage 7</i>	45×50	886.42	0.158	Vérifiée
<i>Etage 8</i>	45×50	741.89	0.132	Vérifiée
<i>Etage 9</i>	40×45	601.07	0.134	Vérifiée
<i>Etage 10</i>	40×45	467.81	0.104	Vérifiée
<i>Etage 11</i>	35×40	345.53	0.099	Vérifiée
<i>Etage 12</i>	35×40	219.32	0.063	Vérifiée

- Analyse des résultats**

On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3 .Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes

III.6.Conclusion :

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tous type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

Tab.III.9. Dimensions finales des éléments structuraux.

Niveaux	Poteaux (cm ²)	Voiles (cm)	P.P (cm ²)	P.S (cm ²)
entre sol	65×70	20	30×40	30×30
RDC	60×65	15		
Etage 1	60×65			
Etage 2	55×60			
Etage 3	55×60			
Etage 4	55×60			
Etage 5	50×55			
Etage 6	50×55			
Etage 7	45×50			
Etage 8	45×50			
Etage 9	40×45			
Etage 10	40×45			
Etage 11	35×40			
Etage 12	35×40			

Chapitre IV

Etude des éléments principaux

IV.1.Introduction

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments principaux porteurs (voiles, poteaux, poutres). Ces derniers 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 genre de sollicitations.

IV.2.Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

$$\begin{aligned}
 & * 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad G + Q \\
 & * G + Q \pm E \quad ; \quad 0.8G \pm E
 \end{aligned}$$

IV.2.1. Recommandations du RPA99.Version 2003 :

1. Les armatures longitudinales

- 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 (IIa).
- 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 (IV.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.

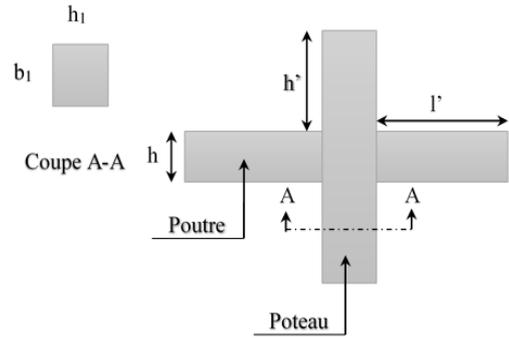


Fig. IV.1 : zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Tab.IV.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
entre sol	65×70	36.4	182	273
RDC et 1 ^{ère} étages	60×65	31.2	156	234
2 ^{et} 3 ^{et} 4 ^{ème} étages	55×60	26.4	132	198
5 ^{et} 6 ^{ème} étages	50×55	22	110	165
7 ^{et} 8 ^{ème} étages	45×50	18	90	135
9 ^{et} 10 ^{ème} étages	40×45	14.4	72	108
11 ^{et} 12 ^{ème} étages	35×40	11.2	56	84

2. Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

Avec 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'élancement 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 pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10 \phi_t, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales : A_t^{\min} en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

RPA99.V2003

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

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 10ϕ minimum.
- Les cadres et les étriers en nombre et diamètre suffisants ($\phi > 12$ cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

IV.2.2. Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS.2016 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.IV.2. Les sollicitations dans les poteaux.

Niveau	Section	N_{\max} et M_{corres}		N_{\min} et M_{corres}		M_{\max} et N_{corres}		V_u (KN)
		N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
entre sol	65×70	2821.9927	28.5182	817.5983	10.4507	-234.237	33.3419	102.67 44
RDC et 1ère étages	60×65	2546.834 3	26.4757	499.48 05	8.9145	-163.2574	1289.208 6	- 129.93 64
2et3et 4ème étages	55×60	2036.350 6	-18.7252	143.540 6	4.374	127.6726	132.7535	-125.15
5et 6ème étages	50×55	1435.276	-17.7868	71.494 7	2.7066	-105.2235	830.6136	- 104.08 5

7et 8éme étages	45×50	1069.176 9	-5.4948	90.203 8	4.8608	-84.308	596.8573	- 88.578 9
9et 10éme étages	40×45	734.2636	-4.8176	20.366 8	1.1708	-60.0865	472.6651	- 70.613 4
11et 12éme étages	35×40	413.0723	-3.0706	49.062 3	1.5356	-45.6959	74.6013	52.643 4

IV.2.3 Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

➤ Exemple de calcul

Soit le poteau de entre sol (65×70):

$$b = 65\text{cm} \quad ; \quad h = 70\text{cm}$$

$$d = 67\text{cm} \quad ; \quad d' = 3\text{cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison durable}$$

$$\text{acier Fe E400} \quad f_{bu} = 18,47 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison accidentelle.}$$

$$\text{Calcul sous : } N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}}$$

$$N_{\max} = 2821.9927\text{KN} \rightarrow M_{\text{corres}} = 28.5182\text{KN.m} \Rightarrow \text{sous la combinaison } G + Q + Ex \quad \min$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{28.5182}{2821.9927} \times 100 = 1.011\text{cm} < \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35\text{cm}$$

⇒Le centre de pression est à l'intérieur de la section, il doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - h/2) = 931.56\text{KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 874.52\text{KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1778.25\text{KN.m}$$

$$874.52\text{KN.m} < 1778.25\text{KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{931.56 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.67^2 \times 18.47} = 0.1729$$

$$\mu_{bu} = 0.1729 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1729}) = 0.2389$$

$$\text{Calcul de } A : A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.6059\text{m} \Rightarrow A_1 = \frac{931.56 \times 10^{-3}}{0.6059 \times 400} \times 10^4 = 38.44\text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 38.44 - \frac{2821.9927 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = -32.1098\text{cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow les armatures son pas necessaire, le béton seul suffira

Calcul sous : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corres}}$

$$M_{\max} = 234.237\text{KN.m} \rightarrow N_{\text{corres}} = 33.3419\text{KN} \Rightarrow \text{sous la combinaison } G + Q + E_y \text{ max}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{234.237}{33.3419} \times 100 = 7.025\text{cm} < \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35\text{cm} \Rightarrow c \text{ à l'intérieur de la section}$$

Il doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u(d - h/2) = 244.906\text{KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = -223.567\text{KN.m} \quad ; \quad (0,337h - 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1778.25\text{KN.m}$$

$$-223.567\text{KN.m} < 1778.25\text{KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{244.906 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.67^2 \times 18.47} = 0.045$$

$$\mu_{bu} = 0.045 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.045}) = 0.057$$

$$\text{Calcul de } A : A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.65\text{m} \Rightarrow A_1 = \frac{244.906 \times 10^{-3}}{0.65 \times 400} \times 10^4 = 9.419\text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 9.419 - \frac{33.3419 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = 8.585\text{cm}^2 \Rightarrow A = 8.5\text{cm}^2$$

Calcul sous : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corres}}$

$$N_{\min} = 817.5983\text{KN}. \rightarrow M_{\text{corres}} = 10.4507\text{KN.m} \Rightarrow \text{sous la combinaison } 0,8G + E_x \text{ max}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{10.4507}{817.5983} \times 100 = 1.278\text{cm} < \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35\text{cm} \Rightarrow c \text{ à l'intérieur de la section}$$

Il doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - h / 2) = 272.082KN.m$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 251.181KN.m \quad ; \quad (0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1778.25KN.m$$

$$251.181KN.m < 1778.25KN.m$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{272.082 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.67^2 \times 18.47} = 0.05$$

$$\mu_{bu} = 0.05 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400MPa$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.05}) = 0.064$$

Calcul de A : $A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.652m \Rightarrow A_1 = \frac{272.082 \times 10^{-3}}{0.652 \times 400} \times 10^4 = 10.4325cm^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 10.4325 - \frac{817.5983 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = -10.007cm^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0cm^2$$

⇒ les armatures son pas necessaire, le béton seul suffira

Armatures longitudinale :

Tab.IV.3. Les Armatures longitudinale dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	A _{cal} /face (cm ²)	A _{tot} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
entre sol	65×70	8.5	34	36.4	4HA20+12HA16=36.69
RDC et 1 ^{ère} étages	60×65	5	20	31.2	4HA20+8HA16+4HA14=34.81
2 ^{et} 3 ^{et} 4 ^{ème} étages	55×60	4.6	18.4	26.4	8HA16+8HA14=28.40
5 ^{et} 6 ^{ème} étages	50×55	4.2	16.8	22	4HA16+8HA14+4HA12=24.88
7 ^{et} 8 ^{ème} étages	45×50	3.8	15.2	18	4HA14+12HA12=19.73
9 ^{et} 10 ^{ème} étages	40×45	3.4	13.6	14.4	4HA14+8HA12=15.21
11 ^{et} 12 ^{ème} étages	35×40	3	12	11.2	12HA12=13.57

Armatures transversales :

➤ **Exemple de calcul**

On prend pour exemple le poteau de l'entre sol (65×70):

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0.7 \times 2.88}{0.7} = 2.88 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$D'où : A_r = \frac{3.75 \times 102.6744 \times 10^{-3} \times 15}{70 \times 400} \times 10^4 = 2.0626 \text{ cm}^2$$

✓ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

✓ **Espacement**

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\phi_{l_{\min}} ; 15 \text{ cm}) = \text{min} (12 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_{l_{\min}} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

✓ **La quantité d'armature minimale**

On a $\lambda g < 5$, d'où :

- Dans la zone nodale : $A_r^{\min} = 0,5\% (t \times b) = 0,5\% (10 \times 65) = 3.25 \text{ cm}^2$

- Dans la zone courante : $A_r^{\min} = 0,5\% (t' \times b) = 0,5\% (15 \times 65) = 4.875 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour 8 cadre **HA10=6.28 cm²**

Résultats du calcul des armatures transversales :

Les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.IV.4. Les armatures transversales adoptées pour les poteaux

Niveau	entre sol	RDC et 1ère étages	2et3et 4ème étages	5et 6ème étages	7et 8ème étages	9et 10ème étages	11et 12ème étages
Section (cm ²)	65×70	60×65	55×60	50×55	45×50	40×45	35×40
$\phi_{l_{\max}}$ (cm)	2	2	1.6	1.6	1.4	1.4	1.2
$\phi_{l_{\min}}$ (cm)	1.6	1.4	1.4	1.2	1.2	1.2	1.2
L ₀ (cm)	288	248	248	248	248	248	248
L _t (cm)	201.6	173.6	173.6	173.6	173.6	173.6	173.6
λg	2.88	2.67	2.89	3.16	3.47	3.86	4.34
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
V _u (KN)	102.6744	128.423	104.451	89.993	74.519	42.667	17.41

$L_r(\text{cm})$	80	80	65	65	60	60	50
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10
S_t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15
A^t (cm ²)	2.0626	2.7783	2.4480	2.3009	2.0958	1.3020	0.6120
A_{\min}^t (cm ²) z.nodale	3.25	3	2.75	2.5	2.25	2	1.75
A_{\min}^t (cm ²) z.courante	4.875	4.5	4.125	3.75	3.375	3	2.625
A_{adopte}^t (cm ²)	6.28	6.28	6.28	4.02	4.02	4.02	3.02
Nombre des Barres	8HA10			8HA8			6HA8

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons $\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.667\text{mm}.....$ Condition vérifiée.

IV.2.4 Vérifications :

a) Vérification au flambement

Selon le CBA93 (art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

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 et le poteau le plus élancé.

➤ **Exemple de calcul**

On prend pour exemple le poteau de l'entre sol (65×70):

$l_0 = 2.88\text{m}$ et $N_{\max} = 2821.9927\text{KN}$.

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tel que : $\begin{cases} \gamma_b = 1.15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$ Coefficients de sécurité béton, acier.

α : Coefficient fonction de l'élancement λ

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

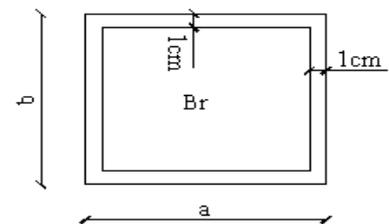


Fig.IV.2. Section réduite du béton

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{Si } \lambda > 50 \end{cases} \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur de flambement ($0.7 \times l_0 = 2.016\text{m}$)

i : Rayon de giration

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = 0.018579\text{m}^4 \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{0.018579}{0.65 \times 0.7}} \Rightarrow i = 0.2021\text{m}$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{2.016}{0.2021} = 9.975 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{9.975}{35}\right)^2} \Rightarrow \alpha = 0.836$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (70 - 2) \times (65 - 2) = 4284\text{cm}^2 = 0.4284\text{m}^2$$

$$N_u = 0.836 \times \left[\frac{0.4284 \times 25}{0.9 \times 1.15} + 36.69 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1} \right] \times 10^3 \Rightarrow N_u = 9877.6962\text{KN}$$

$$N_{\max} = 2821.9927\text{KN} < N_u \rightarrow \text{Pas de risque de flambement}$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tab.IV.5. Justification de l’effort normal ultime et l’effort normal maximum.

Niveau	l_0 (m)	l_f (m)	i (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_u (KN)	N_{\max} (KN)
entre sol	2.88	2.016	0.2021	9.975	0.836	36.69	0.4284	9877.6962	2821.9927
RDC et 1 ^{ère} étages	2.48	1.736	0.1876	9.254	0.838	34.81	0.3654	8563.09207	2546.8343
2 ^{et} 3 ^{et} 4 ^{ème} étages	2.48	1.736	0.1732	10.023	0.836	28.4	0.3074	5584.83002	2036.3506
5 ^{et} 6 ^{ème} étages	2.48	1.736	0.1588	10.932	0.834	24.88	0.2544	4650.80301	1435.276
7 ^{et} 8 ^{ème} étages	2.48	1.736	0.1443	12.03	0.83	19.73	0.2064	3742.0497	1069.1769
9 ^{et} 10 ^{ème} étages	2.48	1.736	0.1299	13.364	0.826	15.21	0.1634	2936.40473	734.2636
11 ^{et} 12 ^{ème} étages	2.48	1.736	0.1155	15.03	0.82	13.57	0.1254	2291.26222	413.0723

On voit bien que $N_{\max} < N_u$ pour tous les niveaux de cette structure, donc il n’y a 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.

$\sigma_{bc1, 2} \leq \overline{\sigma_{bc}}$; $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$ tel que :

$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V$ béton fibre supérieure.

$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V'$ béton fibre inférieure

$S = b \times h + 15(A + A')$ (section homogène)

$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$

$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S}$; $V' = h - V$

$I_{yy'} = \frac{b}{2} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V')^2$

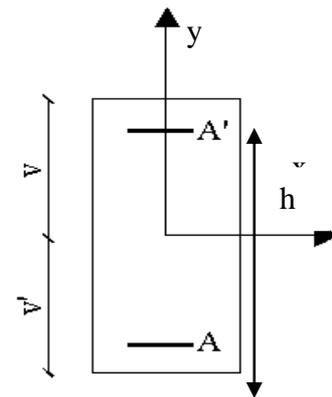


Fig.IV.3. Section d'un poteau.

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.IV.6. Vérification des contraintes de béton dans les poteaux.

Niveau	entre sol	RDC et 1ère étages	2et3et 4ème étages	5et 6ème étages	7et 8ème étages	9et 10ème étages	11et 12ème étages
Section (cm ²)	65×70	60×65	55×60	50×55	45×50	40×45	35×40
d (cm)	67	62	57	52	47	42	37
A' (cm ²)	36.69	34.81	28.4	24.88	19.73	15.21	13.57
A (cm)	36.69	34.81	28.4	24.88	19.73	15.21	13.57
S (cm ²)	4550	3900	3300	2750	2250	1800	1400
V (cm)	41.233	38.731	35.54	32.73	29.582	26.444	23.83
V' (cm)	28.767	26.269	24.46	22.27	20.418	18.556	16.17
I _{yy'} (m ⁴)	0.0277	0.0209	0.0148	0.0105	0.007	0.0044	0.0028
N _{ser} (MN)	1.9745171	1.8065623	1.4878864	1.0486518	0.7804632	0.5362179	0.302078
M _{ser} (MN.m)	0.0220004	0.0355564	0.0363895	0.0362345	0.0349817	0.0325431	0.033337
M _{serG} (MN.m)	0.1451	0.1481	0.1188	0.0911	0.0707	0.0537	0.0449
σ _{bc1} (MPa)	4.56	4.91	4.79	4.1	3.77	3.3	2.54
σ _{bc2} (MPa)	5.85	6.49	6.47	5.75	5.53	5.24	4.75
$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

c) Vérification aux des sollicitations tangentés

Selon le RPA99addenda2003 (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 :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que :} \quad \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec :} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tab.IV.7. Vérification des sollicitations tangentielles dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d(cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
entre sol	65×70	201.6	2.88	0,04	67	102.6744	0.236	1	Vérifiée
RDC et 1 ^{ère} étages	60×65	173.6	2.67	0,04	62	129.9364	0.349	1	Vérifiée
2 ^{et} 3 ^{et} 4 ^{ème} étages	55×60	173.6	2.89	0,04	57	125.15	0.399	1	Vérifiée
5 ^{et} 6 ^{ème} étages	50×55	173.6	3.16	0,04	52	104.085	0.4	1	Vérifiée
7 ^{et} 8 ^{ème} étages	45×50	173.6	3.47	0,04	47	88.5789	0.419	1	Vérifiée
9 ^{et} 10 ^{ème} étages	40×45	173.6	3.86	0,04	42	70.6134	0.42	1	Vérifiée
11 ^{et} 12 ^{ème} étages	35×40	173.6	4.34	0,04	37	52.6434	0.47	1	Vérifiée

IV.2.5 Dispositions constructives :

▪ Longueur des crochets

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80\text{cm.}$$

On adopte: $L_r = 80\text{cm.}$

▪ Longueur de recouvrement

$$\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

On adopte: $L_r = 65\text{cm.}$

$$\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

On adopte: $L_r = 60\text{cm.}$

$$\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2$$

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 :

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

$$L' = 2 h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

•entre sol :

$$L' = 2 \times 40 = 80cm$$

$$h' = \max(54.66 ; 70 ; 65 ; 60cm) = 70cm.$$

Niveau	L' (cm)	h' (cm)
entre sol	80	70
RDC et 1ère étages	80	65
2et3et 4ème étages	80	60
5et 6ème étages	80	60
7et 8ème étages	80	60
9et 10ème étages	80	60
11et 12ème étages	80	60

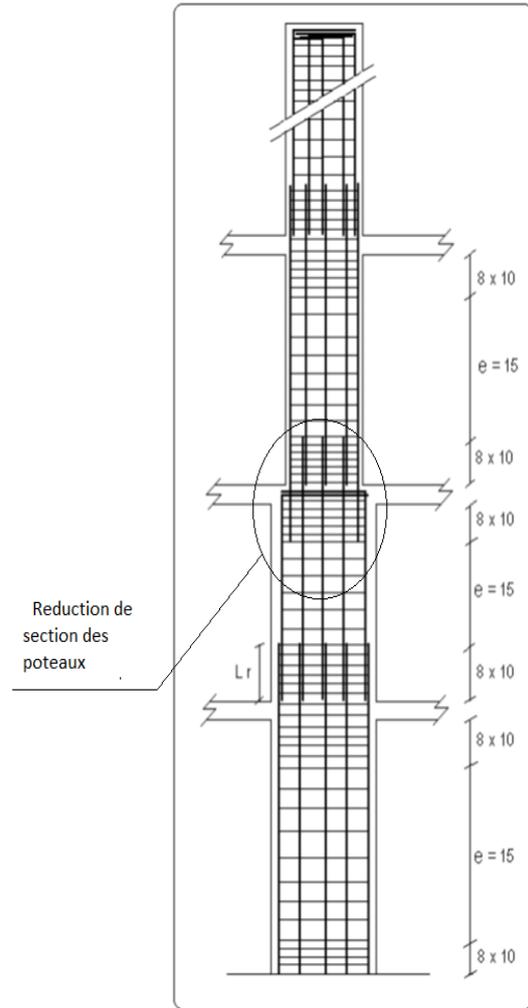
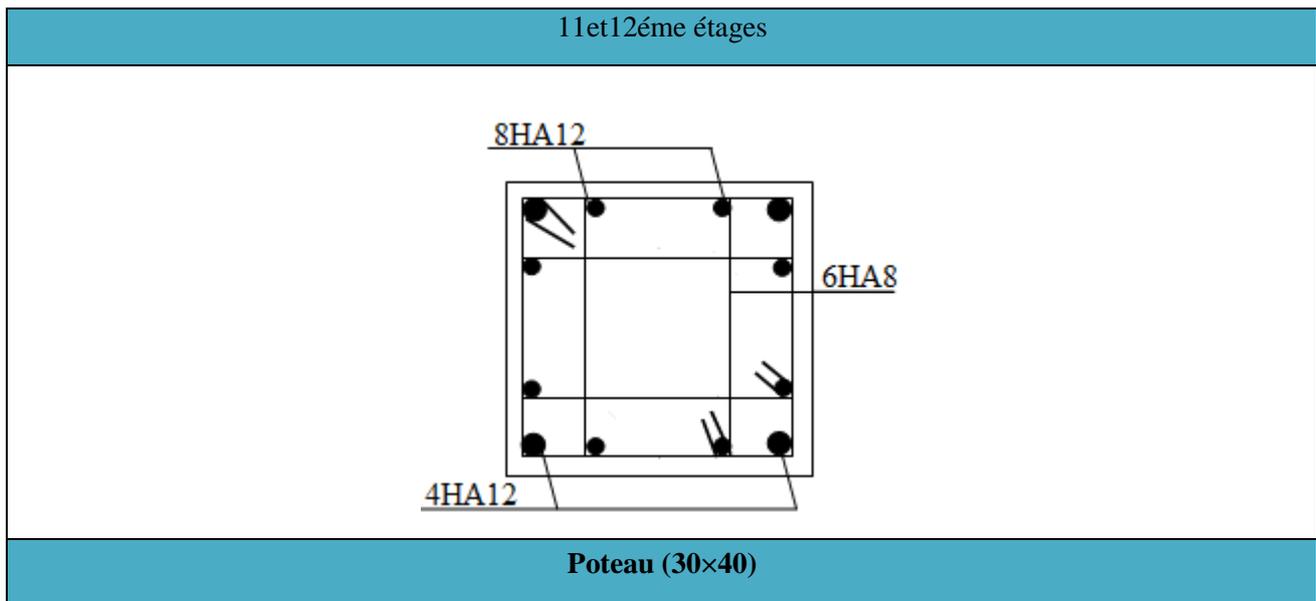


Fig.IV.4. Ferrailage des sections des poteaux

Tab.IV.8. Ferrailage des sections des poteaux.

Entre sol	RDC et 1ère étages
-----------	--------------------

<p>Poteau (65×70)</p>	<p>Poteau (60×65)</p>
<p>2et3et 4ème étages</p>	
<p>Poteau (55×60)</p>	<p>Poteau (50×55)</p>
<p>7et 8ème étages</p>	
<p>Poteau (45×50)</p>	<p>Poteau (40×45)</p>



IV.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 (30×45) qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires (30×40) assurent le chaînage.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **ETABS.2016**. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

$$* 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad G + Q$$

$$* G + Q \pm E \quad ; \quad 0.8G \pm E$$

IV.3.1. Recommandation du RPA99 :

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa)

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 à 90° .
- 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 poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir :
- un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

- **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :**

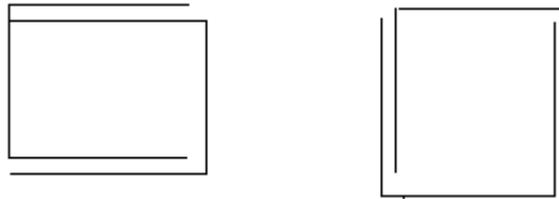


Fig.IV.5. 2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

b) Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$. : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale. Avec : h : La hauteur de la poutre
- La valeur du diamètre ϕ_t 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 de l'appui ou de l'encastrement.

Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99V2003 :

Tab.IV.9. les Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99.

Type de poutre	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone courante	zone de recouvrement
Principale	30×40	6	48	72
Secondaire	30×30	4.5	36	54

Sollicitation de calculs :

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tab.IV.10. Les sollicitations les plus défavorables.

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée}	M _{appui}	V	M _{travée}	M _{appui}	V
Entre sol	66.4881	-102.8216	144.088	20.6301	-24.4133	160.6888
RDC jusqu'à 11 ^{ème} étage	91.4317	-144.1699	345.6039	50.6346	-58.2263	241.3066
Etage 12 (Terrasse inaccessible)	44.5874	-76.7251	92.0766	31.6759	-43.64	66.0529

IV.3.2 Ferrailage des poutres :

a. Armatures longitudinales

a.1 Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple)

➤ **Exemple de calcul**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) la plus sollicitée Avec les

sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_a = 102.8216KN.m..... (G + Q + E_y) \\ M_t = 66.4881KN.m..... (G + Q + E_y) \end{cases}$$

• **Armatures en appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{102.8216 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37^2 \times 18.47} = 0.136 \Rightarrow \mu_{bu} = 0.136 < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} < \mu_t = 0,379 \rightarrow pivot A$

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.136}) = 0.1835 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.3428m$

Calcul de A : $A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{102.8216 \times 10^{-3}}{0.3428 \times 400} \times 10^4 = 7.5cm^2$

• **Armatures en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{66.4881 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37^2 \times 18.47} = 0.0877 \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0877 < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} < \mu_t = 0.379 \rightarrow pivot A$

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0877}) = 0.1149 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.3529m$

Calcul de A : $A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{66.4881 \times 10^{-3}}{0.3529 \times 400} \times 10^4 = 4.7cm^2$

Les ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tab.IV.11. Armatures longitudinales dans les poutres.

Niveaux	Type de poutre	Section	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
---------	----------------	---------	--------------	-------------------------------------	-------------------------------------	----------------------------

Entre sol	PP	30×40	Appuis	7.5	6	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	4.7		3HA14+2HA12=6.79
	PS	30×30	Appuis	2.3	4.5	3HA14=4.62
			Travée	2		3HA14=4.62
RDC jusqu'à 11 ^{ème} étage	PP	30×40	Appuis	10.9	6	4HA16+2HA14=11.12
			Travée	6.6		3HA16+2HA12=8.29
	PS	30×30	Appuis	5.8	4.5	6HA12=6,79
			Travée	5		6HA12=6,79
Etage 12 (Terrasse inaccessible)	PP	30×40	Appuis	5.5	6	6HA12=6,79
			Travée	3.6		6HA12=6,79
	PS	30×30	Appuis	4.3	4.5	3HA14=4.62
			Travée	3.1		3HA14=4.62

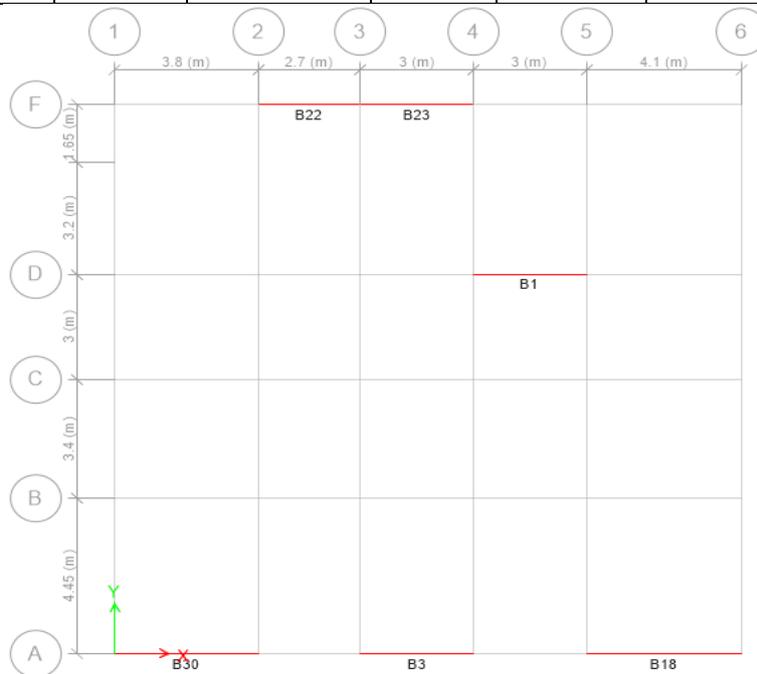


Fig.IV.6 : poutres secondaires associé aux voiles.

Tab.IV.12. Armatures longitudinales dans les poutres secondaires sous voiles.

Niveaux	Poutre secondaire (30X30)	Section	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Entre sol	(B1,B22,B23)	30×30	Appuis	8.8	4.5	6HA14=9.24
			Travée	7.4		3HA14+3HA12=8.01
	(B3,B18,B30)	30×30	Appuis	4.5	4.5	5HA12=5.65
			Travée	4		3HA14=4.62

RDC jusqu'à 11 ^{ème} étage	(B1,B22,B23)	30×40 Avec raidisseur	Appuis	9.4	6	3HA16+3HA14=10.65
			Travée	9		6HA14=9,24
	(B3,B18,B30)	30×30	Appuis	7.2	4.5	3HA14+3HA12=8,01
			Travée	6.5		3HA14+2HA12=6.88

➤ **Longueur de recouvrement**

Soit l_r la longueur de recouvrement telle que $l_r > 40 \times \phi$

$$\begin{cases} \phi_l = 16mm \Rightarrow l_r > 64cm \\ \phi_l = 14mm \Rightarrow l_r > 56cm \\ \phi_l = 12cm \Rightarrow l_r > 48cm \end{cases}$$

b. Les armatures transversales

➤ **Diamètre des armatures transversales**

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales telle que

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

✓ **Poutres principales**

$$\phi_t \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right)cm = \min(1.2; 1.142; 3)cm; \text{Donc on prend } \phi_t = 8mm$$

✓ **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{30}{35}; \frac{30}{10}\right)cm = \min(1.2; 0.857; 3)cm; \text{Donc on prend } \phi_t = 8mm$$

On prend : $\phi_t = 8mm$ (un cadre et un étrier) pour les poutres principales et secondaires.

➤ **Calcul des espacements des armatures transversales**

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

1) $S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 100.67cm$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40cm) \Rightarrow S_{t2} = 33.3cm$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq cm$$

2) Selon le RPA99/version 2003(art 7.5.2.2)

- **Zone nodale** : $S_t \leq \text{Min}(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm})$,
 - Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(10\text{cm}; 14.4\text{cm}; 30\text{cm})$ Soit : $S_t=10 \text{ cm}$
 - Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(7.5\text{cm}; 14.4\text{cm}, 30\text{cm})$ Soit : $S_t=7 \text{ cm}$
- **Zone courante** : $S_t \leq \frac{h}{2}$
 - Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{cm}$; Soit : $S_t=15\text{cm}$
 - Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{30}{2} = 15 \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm}$; Soit : $S_t=15\text{cm}$

3) Vérifications des armatures transversales

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2 \text{ pour les poutres principale}$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2 \text{ pour les poutres secondaires}$$

$$A_t = 3.02 \text{ cm}^2 > A_{t \min} = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée pour toutes les poutres.}$$

Verification à l'ELU

1) Condition de non fragilité

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.34\text{cm}^2 \rightarrow \text{Poutres principales.} \\ A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.97\text{cm}^2 \rightarrow \text{Poutres secondaires} \end{cases}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée

2) Vérification des contraintes tangentielles

▪ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \text{ Tel que: } \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) \text{ (F.P.N.).} \quad \text{Art (A.5.1.1) [4]}$$

Les résultats sont récapitulés sur le tableau suivant:

Tab .IV.13. Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	Vérification
Principales	345.6039	3.2	Vérifiée
Secondaires	241.3066	2.97	Vérifiée

D'après ces résultat ; on déduit qu'il n'y a pas de cisaillement car $\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa}$.

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

➤ en appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ **BAEL91 (Art IV.1)**

➤ en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ **BAEL91 (Art IV.2)**

Les résultats sont donnés sur le tableau suivant :

Tab .IV.14. Vérification au cisaillement.

Poutres	A_l (cm^2)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm^2)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm^2)	Observation
Principales	11.12	345.6039	144.1699	8.64	8.53	Vérifiée
Secondaires	10.65	241.3066	126.8381	6.03	5.9	Vérifiée

Vérification à l'ELS

- **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

- **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton est nécessaire.

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

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

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

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tab .IV.15. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	y (m)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Principales	Appui	50.7369	0.12814	80619	8.06487	15	Vérifiée
	Travée	32.6107	0.12814	80619	5.18362	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	25.8451	0.10966	60156	4.71173	15	Vérifiée
	Travée	12.0723	0.10966	60156	2.20085	15	Vérifiée

• **Vérification de la flèche**

D'après le **CBA93** et **BAEL91**, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont

$$\text{satisfaites : } \begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

✓ **Poutres principales**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{450} = 0.088 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.088 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{11.12 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.37} = 0.01 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

✓ **Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{370} = 0.081 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.081 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{10.65 \times 10^{-4}}{0.30 \times 0.27} = 0.013 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Vérification des zones nodales :

Les dispositions constructives données pour les poteaux et les poutres doivent être respectées pour leurs parties communes, que sont les nœuds, afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers, et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25ca consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|) \text{ RPA99/2003 (Article 7.6.2)}$$

Ce pendant, cette vérification est facultatif pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_w : Moment résistant gauche de la poutre.

M_e : Moment résistant droite de la poutre.

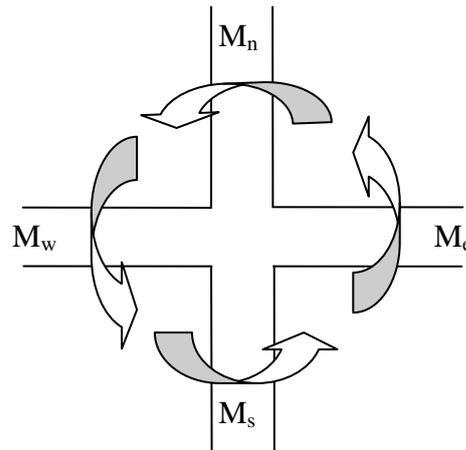


Fig .IV.7. Les moments sur la zone nodale.

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

$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$ Avec : $z = 0.85 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400MPa$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Tab .IV.16. Moment résistant dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Z(cm)	A _s /face(cm ²)	M _R (KN.m)
entre sol	65×70	63	24.16	608.832
RDC et 1ère étages	60×65	58.5	20.95	490.230
2et3et 4ème étages	55×60	54	17.34	374.544
5et 6ème étages	50×55	49.5	14.7	291.060
7et 8ème étages	45×50	45	11.81	212.580
9et 10ème étages	40×45	40.5	9.87	159.894
11et 12ème étages	35×40	36	9.04	130.176

Les résultats des moments résistant dans les poutres sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tab .IV.17. Moments résistants dans les poutres.

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Entre sol	P.P (30×40)	34	6.88	93.568
	P.S (30×30)	25.5	4.62	47.124
RDC jusqu'a 11 ^{ème} étage	P.P (30×40)	34	8.29	112.744
	P.S (30×30)	25.5	6.79	69.258
Etage 12 (Terrasse inaccessible)	P.P (30×40)	34	6,79	92.344
	P.S (30×30)	25.5	4.62	47.124

IV.3.3. Vérification :

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$ sont donnés dans le tableau suivant :

Tab .IV.18. Vérification de la zone nodale

Niveaux	Plan	M _n (KN.m)	M _s (KN.m)	M _w = M _e (KN.m)	M _n + M _s (KN.m)	1,25(M _w + M _e) (KN.m)	Vérification
Entre sol	P.P	490.230	608.832	93.568	1099.062	233.92	Vérifier
	P.S			47.124		117.81	Vérifier
RDC	P.P	490.230	490.230	112.744	980.46	281.86	Vérifier
	P.S			69.258		173.145	Vérifier
1 ^{ère} étages	P.P	374.544	490.230	112.744	864.774	281.86	Vérifier
	P.S			69.258		173.145	Vérifier
2 ^{ème} étages	P.P	374.544	374.544	112.744	749.088	281.86	Vérifier
	P.S			69.258		173.145	Vérifier
3 ^{ème} étages	P.P	374.544	374.544	112.744	749.088	281.86	Vérifier
	P.S			69.258		173.145	Vérifier
4 ^{ème} étages	P.P	291.060	374.544	112.744	665.604	281.86	Vérifier
	P.S			69.258		173.145	Vérifier
5 ^{ème} étages	P.P	291.060	291.060	112.744	582.12	281.86	Vérifier
	P.S			69.258		173.145	Vérifier
6 ^{ème} étages	P.P	212.580	291.060	112.744	503.64	281.86	Vérifier
	P.S			69.258		173.145	Vérifier
7 ^{ème} étages	P.P	212.580	212.580	112.744	425.16	281.86	Vérifier
	P.S			69.258		173.145	Vérifier

8 ^{ème} étages	P.P	159.894	212.580	112.744	372.474	281.86	Vérifier
	P.S			69.258		173.145	Vérifier
9 ^{ème} étages	P.P	159.894	159.894	112.744	319.788	281.86	Vérifier
	P.S			69.258		173.145	Vérifier
10 ^{ème} étages	P.P	130.176	159.894	112.744	290.07	281.86	Vérifier
	P.S			69.258		173.145	Vérifier
11 ^{ème} étages	P.P	130.176	130.176	112.744	260.352	230.86	Vérifier
	P.S			69.258		173.145	Vérifier
12 ^{ème} étages (T. inaccessible)	P.P	130.176	130.176	92.344	260.352	230.86	Vérifier
	P.S			47.124		117.81	Vérifier

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

- Exemple de ferrailage d'une poutre principale de l'entre sol.

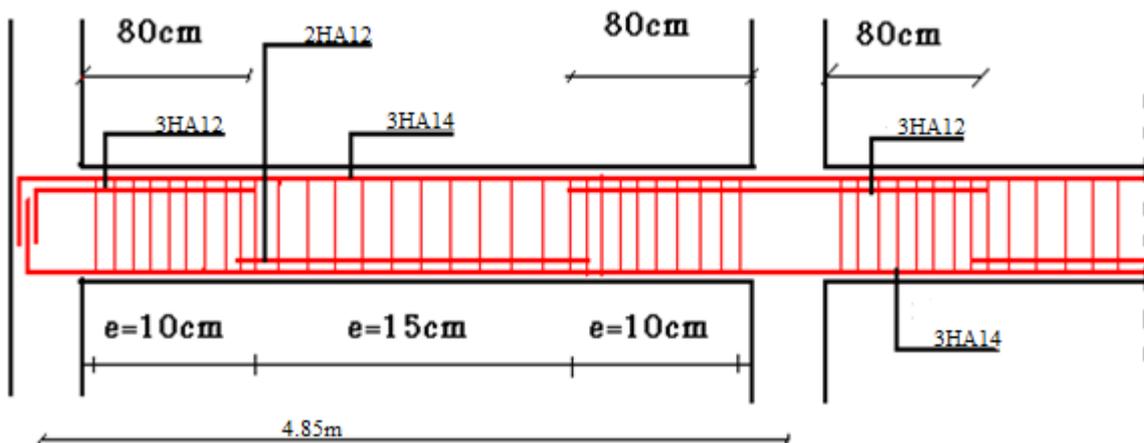
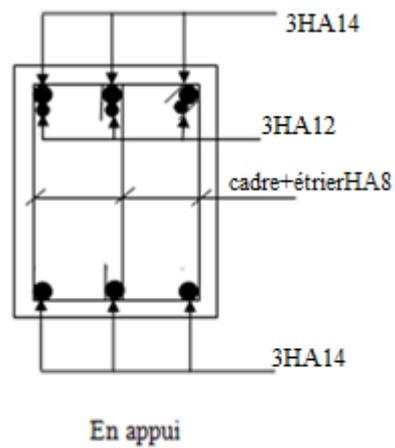
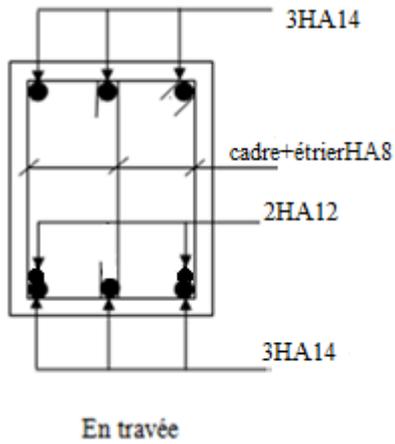


Fig .IV.8. Dispositions constructives de la poutre.

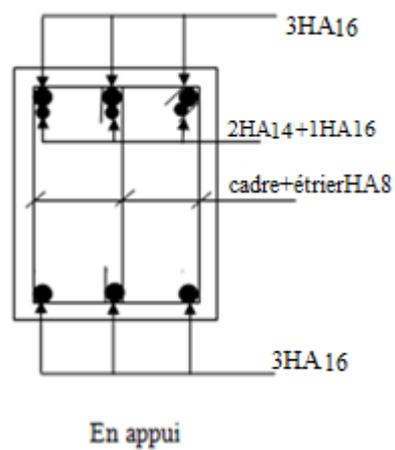
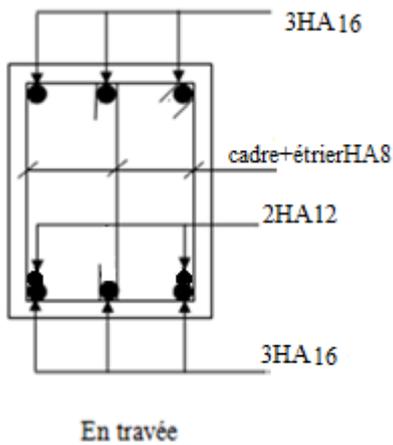
IV.3.4. Schéma de ferrailage des poutres :

1) Poutres principales

▪ Entre sol (30×40)



▪ RDC jusqu'à 11^{ème} étage (30×40)



▪ Etage 12 (terrasse inaccessible) (30×40)

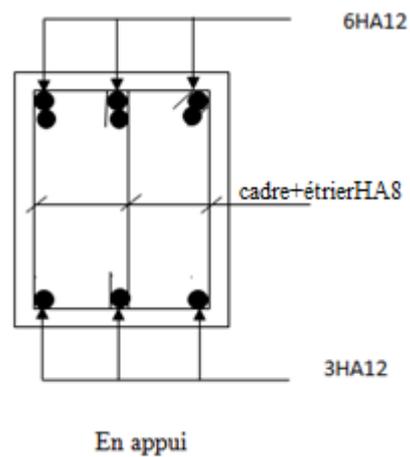
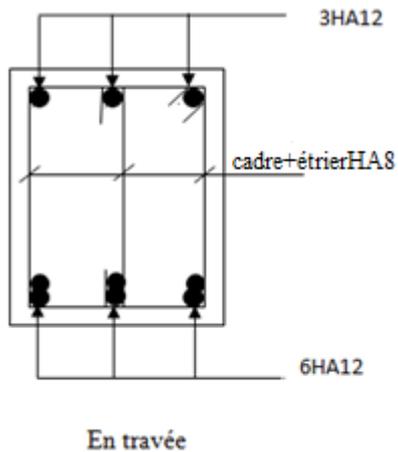
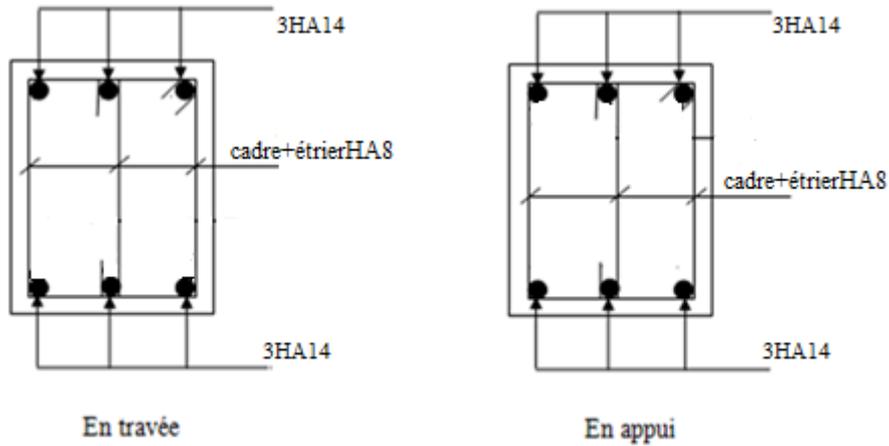


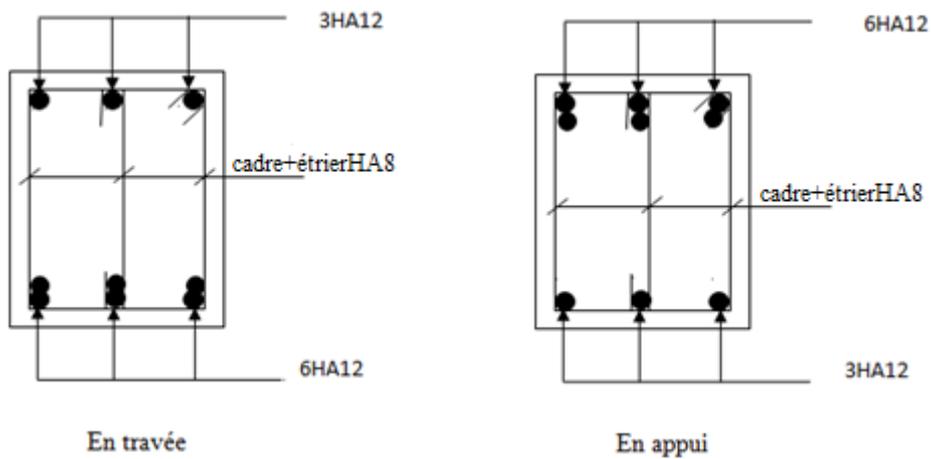
Fig .IV.9. Schéma de ferrailage des poutres principales de tous les niveaux

2) Poutres secondaires

- Entre sol (30×30)



- RDC jusqu'à 11^{ème} étage (30×30)



- Etage 12 (terrasse inaccessible) (30×30)

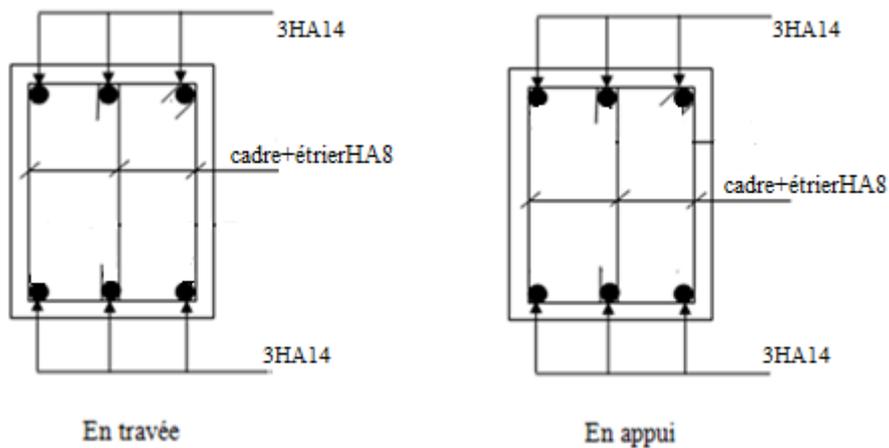


Fig .IV.10. Schéma de ferrailage des poutres secondaires de tous les niveaux

IV.4. Etude des voiles :

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

$$\checkmark \text{ Voiles élancés : } \frac{h}{l} > 1,5 ; \text{ Voiles courts : } \frac{h}{l} < 1,5$$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant. On peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivantes :

$$* 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad G + Q$$

$$* G + Q \pm E \quad ; \quad 0.8G \pm E$$

IV.4.1 Recommandation du RPA 99/Version2003 :

1. 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 :

- ✓ $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$ avec 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.

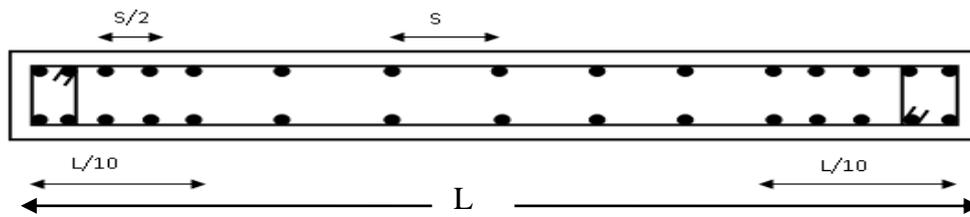


Fig .IV.11. Disposition des armatures verticales.

2. 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 être munies de crochets à 135° avec une longueur égale à : $10 \times \phi$

3. Armatures transversales :

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de 4 épingles par 1m^2 au moins.

4. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$ avec $V=1,4V_u$

5. 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 $S_t = \min(1.5 \times a; 30\text{cm})$ avec a : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .
- 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.

Disposition des voiles :

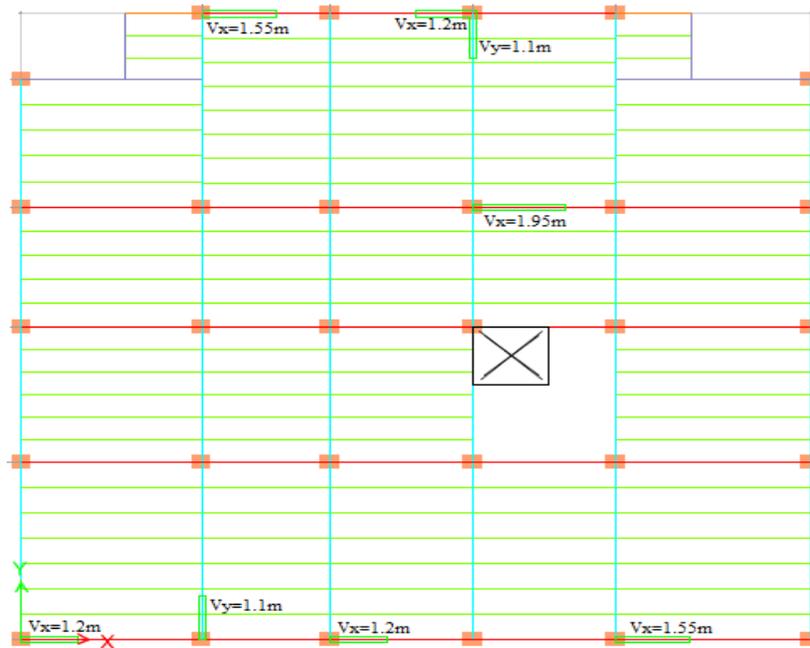


Fig .IV.12. Schéma de répartition des voiles.

IV.4.2. Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles :

- Sens x-x' :

$V_x=1.2m$

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tab .IV.19. Les sollicitations dans le voiles $V_x=1.2m$ à tous les niveaux.

Niveau	N_{max} et M_{corres}		M_{max} et N_{corres}		N_{min} et M_{corres}		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
Entre sol	1585.8897	685.0654	-704.0299	52.2708	-192.0196	-53.3195	233.556
(RDC,1,2,3,4,5, 6ème étages	1091.2628	336.3154	-445.952	501.6673	75.3879	-198.226	200.1316
(7,8,9,10,11, 12ème étages)	579.2226	-12.7747	190.7598	553.5397	-12.0634	-25.0873	113.3318

$V_x=0.85m$

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tab .IV.20. Les sollicitations dans le voiles $V_x = 0.85m$ à tous les niveaux.

Niveau	N_{max} et M_{corres}		M_{max} et N_{corres}		N_{min} et M_{corres}		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
Entre sol	- 1243.516 7	-71.0645	394.4994	-623.4898	16.0579	85.708	146.554 2
(RDC,1,2,3,4,5,6 ^{me} étages)	- 1163.732 9	-7.1943	244.0855	-573.2785	-61.9727	46.7001	205.015
(7,8,9,10,11,12 ^{ème} étages)	-607.9461	-15.9142	151.8917	-178.5248	52.2433	56.801	-124.48

$V_x = 1.6m$

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tab .IV.21. Les sollicitations dans le voiles $V_x = 1.6m$ à tous les niveaux.

Niveau	N_{max} et M_{corres}		M_{max} et N_{corres}		N_{min} et M_{corres}		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
Entre sol	1787.7266	1066.5041	-1091.1173	693.516 1	306.3007	-48.6493	328.4112
(RDC,1,2,3,4,5,6 ^{ème} étages)	1507.5442	-40.9922	-757.3415	906.689 9	424.4519	-256.9743	317.1972
(7,8,9,10,11,12 ^{ème} étages)	921.8284	15.2712	-271.0333	600.137 7	43.9295	-42.9958	-153.4586

- Sens $y-y'$:

$V_y = 0.80m$

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tab .IV.22. Les sollicitations dans le voiles $V_y = 0.80m$ à tous les niveaux.

Niveau	N_{max} et M_{corres}		M_{max} et N_{corres}		N_{min} et M_{corres}		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
Entre sol	1171.857 8	483.9848	-508.3406	-29.2252	-207.3408	-175.7483	217.6042
(RDC,1,2,3,4,5,6 éme étages)	721.813	-2.8639	-217.5434	340.8641	95.2339	-4.6021	118.9071
(7,8,9,10,11,12é me étages)	445.6665	61.5319	165.071	378.5133	-44.2303	-61.0633	108.4702

Ferraillage des voiles :

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du ETABS.2016. avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$

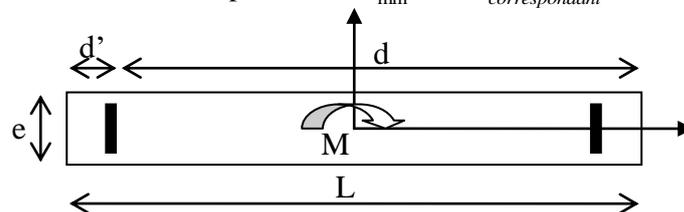


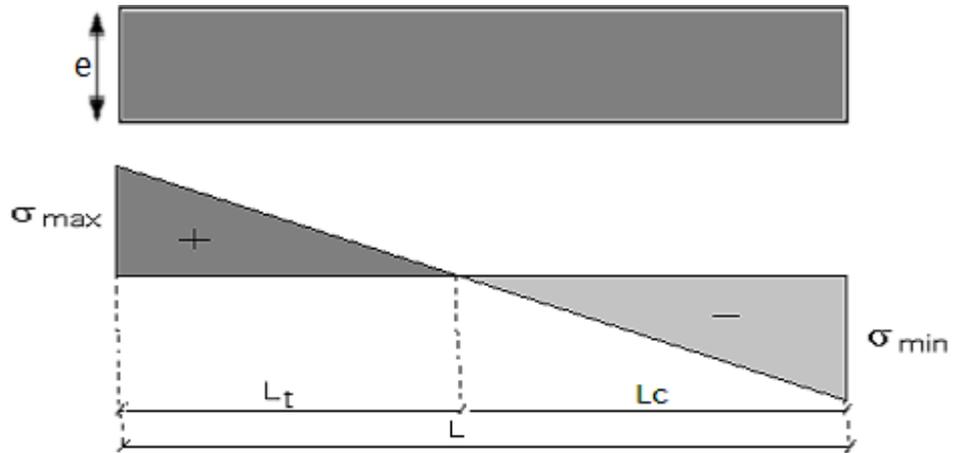
Fig .IV.13. Schéma d'un voile pleine.

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
($A_v^{min} / comp = 0,1\% \times b \times L_c$)
- 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
- L_t : longueur de la zone tendue

$$L_t = \frac{\sigma_{max} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$



- L_c : longueur de la zone comprimée avec : $L_c = L - L_t$.

Après calcul avec logicielle excelle :

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$L_t = \frac{\sigma_{max} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{52.2708 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.2} + \frac{704.0299 \times 10^{-3}}{(0.2 \times 1.2^3) / 12} \times 0.6 = 14.88 MPa.$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{52.2708 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.2} - \frac{704.0299 \times 10^{-3}}{(0.2 \times 1.2^3) / 12} \times 0.6 = -14.44 MPa.$$

$$L_t = \frac{14.88 \times 1.2}{14.88 + 14.44} = 0.60m.$$

✓ **armatures horizontales**

Elle se calcule selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e}; \quad V_{max} = 233.556 KN; \quad \tau_u = \frac{1,4 \times V_u}{b_0 \times d} = \frac{1.4 \times 233.556 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.15} = 1.42 MPa.$$

$$Soit : S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e} \times e \times S_h = \frac{1.42}{0.8 \times 400} \times 20 \times 20 \Rightarrow A_h = 1.77 cm^2.$$

IV.4.3.les vérifications nécessaires :

Vérification au Cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du RPA99/version 2003 comme suit :

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 MPa .$$

$\tau = 1.42 \text{MPa} < \tau_{adm} = 5 \text{MPa}$ RPA 99Art (7.7.2.)C'est vérifié

Vérification des sections minimales

$$A_{\min(ZT)} = 0.20\% \times e \times l_t = 0.20\% \times 20 \times 60 = 2.43 \text{cm}^2 (A_{\min} \text{ en zone tendue par RPA}).$$

$$A_{\min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 115 \times 20 \times 2.1 / 400 = 2.77 \text{cm}^2 (A_{\min} \text{ dans le voile par BAEL}).$$

$$A_{\min(ZC)} = 0.10\% \times e \times (L - 2L_t) = 0.10\% \times 20 \times (120 - 2 \times 60) = 0 \text{cm}^2 (A_{\min} \text{ en ZC par RPA}).$$

$$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times l = 0.15\% \times 20 \times 120 = 3.6 \text{cm}^2 (A_{\min} \text{ en zone globale du voile par RPA}).$$

La section comprimée se calcul avec $A_{\min(zc)}$:

$$A_{\min(ZC)} = 0.10\% \times e \times (L - 2L_t) = 0.10\% \times 20 \times (120 - 2 \times 60) = -0.036 \text{cm}^2 (A_{\min} \text{ en ZC par RPA}).$$

Donc on ferraille avec :

$$\text{En zone tendue : } A_{v(ZT)} = 16.02 \text{cm}^2 / 2 = 8.01 \text{cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } \mathbf{8HA14} = 12.32 \text{cm}^2.$$

IV.4.4. Ferrailage des voiles :

Les résultats de calcul des différents voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

- Sens x-x' :

$$V_x = 1.2 \text{m}$$

Tab .IV.23. Ferrailage du voile $V_x = 1.2 \text{m}$ à tous les niveaux

Niveau	Entre sol	(RDC,1,2,3,4,5,6 ^e me étages)	(7,8,9,10,11,12 ^e me étages)
L (cm)	120	120	120
e (cm)	20	15	15
M(KN.m)	704.0299	445.952	25.7747
N(KN)	52.2708	501.6673	-12.0634
V(KN)	233.556	200.1316	113.3318
τ_U Mpa	1.42	1.62	0.92
A_v cal /face (cm ²)	8.01	2.55	0.35
A_v min/face (cm ²)	3.6	2.7	2.7
A_v adop/face (cm ²)	12.32	9.05	6.28

N ^{barre} /face		8HA14	8HA12	8HA10
S _t (cm)	extrémité	10	10	10
	Milieu	15	15	15
Ah cal/face (cm ²)		1.77	1.35	0.76
Ah min/face/(cm ²)		0.6	0.45	0.45
Ah adop/face (cm ²)		2.01	2.01	2.01
N ^{barre} /face		4HA8	4HA8	4HA8
S _t (cm)		20	20	20

V_x=0.85m

Tab .IV.24. Ferrailage du voile V_x=0.85m à tous les niveaux

Niveau	Entre sol	(RDC,1,2,3,4,5,6 ^e me étages)	(7,8,9,10,11,12 ^e me étages)	
L (cm)	85	85	85	
e (cm)	20	15	15	
M(KN.m)	394.4994	244.0855	151.8917	
N(KN)	623.4898	573.2785	178.5248	
V(KN)	146.5542	205.015	124.48	
τ _U Mpa	1.28	2.39	1.45	
Av cal /face (cm ²)	3.86	1.3	1.425	
Av min/face (cm ²)	2.55	1.91	1.91	
Av adop/face (cm ²)	6.79	4.71	4.71	
N ^{barre} /face		6HA12	6HA10	6HA10
S _t (cm)	extrémité	10	10	10
	Milieu	12	12	12
Ah cal/face (cm ²)		1.6	1.91	1.21
Ah min/face/(cm ²)		0.6	0.45	0.45
Ah adop/face (cm ²)		2.01	2.01	2.01
N ^{barre} /face		4HA8	4HA8	4HA8
S _t (cm)		20	20	20

V_x=1.6m

Tab .IV.25. Ferrailage du voile V_x=1.60m à tous les niveaux

Niveau	Entre sol	(RDC,1,2,3,4,5,6 ^e me étages)	(7,8,9,10,11,12 ^e me étages)
L (cm)	160	160	160

e (cm)		20	15	15
M(KN.m)		1091.1173	757.3415	42.9958
N(KN)		693.516	906.6899	43.9295
V(KN)		328.4112	317.1972	153.4586
τ_U Mpa		1.48	1.91	0.92
Av cal /face (cm ²)		5.78	1.885	0.065
Av min/face (cm ²)		4.8	3.6	3.6
Av adop/face (cm ²)		6.79	4.71	4.71
N ^{barre} /face		6HA12	6HA10	6HA10
S _t (cm)	extrémité	10	10	10
	Milieu	15	15	15
Ah cal/face (cm ²)		1.85	1.59	0.77
Ah min/face/(cm ²)		0.6	0.45	0.45
Ah adop/face (cm ²)		2.01	2.01	2.01
N ^{barre} /face		4HA8	4HA8	4HA8
S _t (cm)		20	20	20

- Sens yy' :

$V_y=0.80m$

Tab .IV.26. Ferrailage du voile $V_y=0.80m$ à tous les niveaux

Niveau	Entre sol	(RDC,1,2,3,4,5,6 ^e me étages)	(7,8,9,10,11,12 ^e me étages)
L (cm)	80	80	80
e (cm)	20	15	15
M(KN.m)	508.3406	340.8641	165.071
N(KN)	29.2252	217.5434	378.5133
V(KN)	217.6042	118.9071	108.4702
τ_U Mpa	2.03	1.47	1.34
Av cal /face (cm ²)	9.755	5.545	0.82
Av min/face (cm ²)	2.4	1.8	1.8
Av adop/face (cm ²)	12.06	6.79	4.71
N ^{barre} /face	6HA16	6HA12	6HA10
S _t (cm)	extrémité	10	10

	Milieu	12	12	12
Ah cal/face (cm ²)		2.53	1.23	1.12
Ah min/face/(cm ²)		0.6	0.45	0.45
Ah adop/face (cm ²)		2.01	2.01	2.01
N ^{barre} /face		4HA8	4HA8	4HA8
S _t (cm)		20	20	20

Exemples de schéma de ferrailage d'un voile V_x (entre sol) :

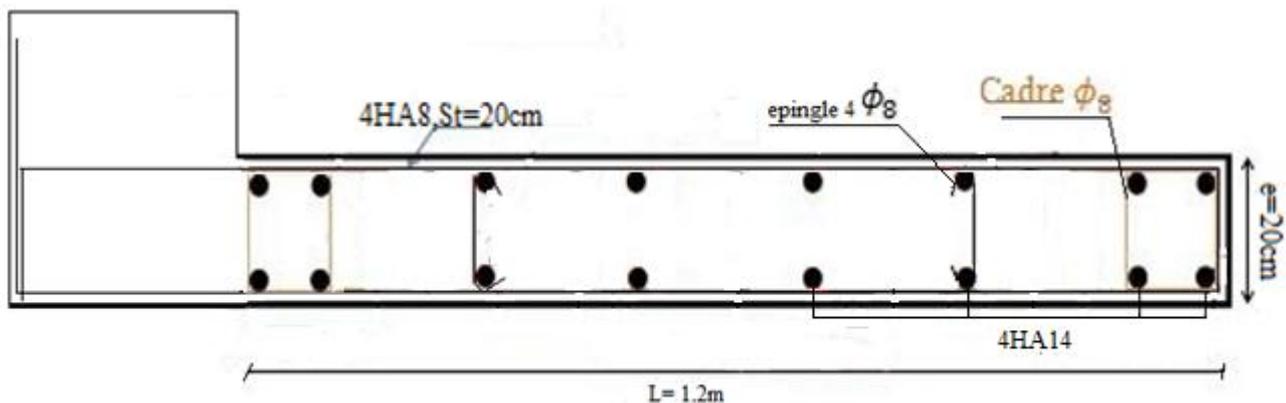


Fig .IV.14. Schéma de ferrailage du voile V_x =1.2m (entre sol)

IV.5. 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, Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments principaux.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est maximum donnée par le RPA. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui calculé par le BAEL.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS.2016.

Les voiles de contreventement on été calculées à la flexion composée en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS.2016.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.

Chapitre V

Etude de l'infrastructure

V.1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe ou les semelles sont posées directement sur le sol (fondations superficielles), ou indirecte semelles sur pieux (fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

V.2. Etude des fondations

V.2.1. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

V.2.2. 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 :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

V.2.3. Capacité portante du sol

Les essais in situ et les analyses de laboratoire effectués dans le cadre de l'étude de sol permettent de conclure que :

Les sondages pénétrométriques nous ont permis de déterminer la résistance du sol, son homogénéité ainsi que sa capacité portante. L'analyse des pérographes a enregistré des résistances de pointe forte en surface.

Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de **2.5m** de profondeur par rapport à la cote du terrain (bas talus) et de prendre une contrainte admissible $Q_{adm} = 1.8 \text{ bars}$

V.2.4. Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle calculé selon la combinaison $G + Q + E$, obtenue par le logiciel ETABS.2016.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

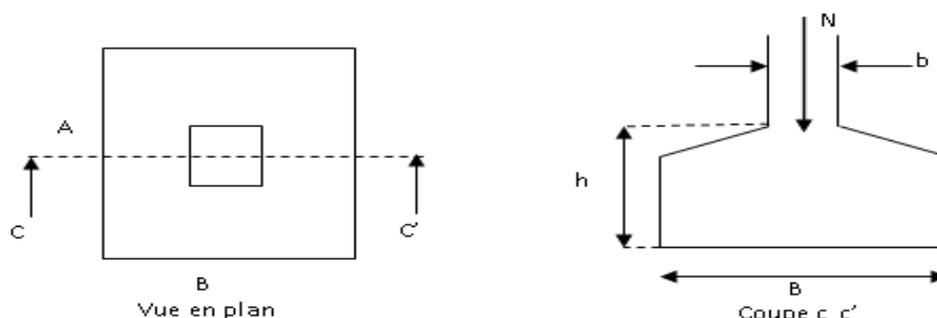


Fig.V.1 : Vue d'une semelle isolée.

Pour cette vérification le poteau le plus sollicité dans cette structure donne un effort normal de l'ordre : $N=2821.9927KN$ sous la combinaison $G+Q+E_x$.

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots (*)$$

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ on remplace la valeur de (A) dans (*)

et on trouve la valeur de B : $B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.7}{0.65} \times \frac{2.82199}{0.18}} = 4.10m$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, car entre axes minimal des poteaux est de 1,65m ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

V.2.5.Vérification des semelles filantes

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux.

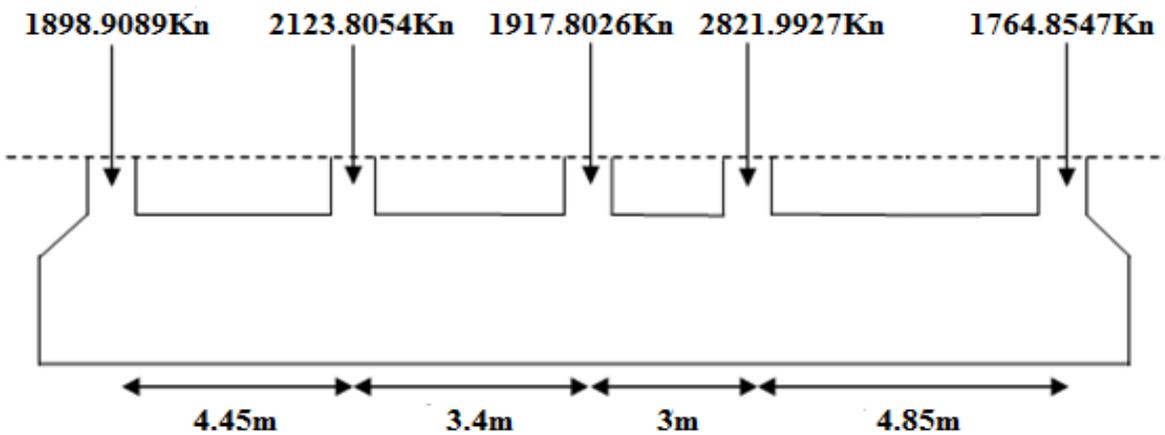


Fig V. 2 .Semelle filante

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1 = 1898.9089 KN$; $N_4 = 2821.9927 KN$

$N_2 = 2123.8054 KN$; $N_5 = 1764.8547 KN$

$N_3 = 1917.8026 KN$.

On doit vérifier : $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$

Avec : $N = N_s + \sum N_i$

N_i : Effort normal provenant du poteau (i).

N_s : Poids de la semelle estimé à 120 KN.

$\sum N_i = 10527.3643KN$, $N_s = 120 KN \Rightarrow N = 10647.3643KN$.

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle

$$B_1 \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{10647.3643 \times 10^{-3}}{0.18 \times 17} = 3.48m .$$

Remarque :

L'entre axe minimal des deux poteaux est de 2.70m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

V.2.6. Radier général :

1. Définition :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, La dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

2. Pré dimensionnement

➤ **Condition de coffrage**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots (a)$$

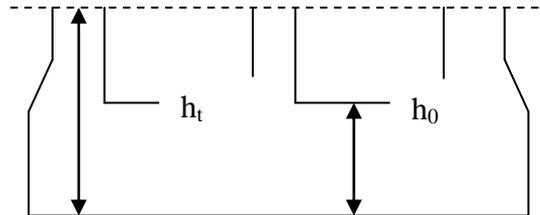


Fig.V.3 : Dimension du radier.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

On a $L_{max} = 4.85m$ en remplaçant dans la relation (a) on obtient : $h_t \geq 48.5cm$

➤ **La condition de rigidité**

Pour un radier rigide, il faut que $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : largeur de radier, on prend une bande de 1ml.

$$\text{On a : } I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0.6973m \dots\dots\dots (b)$$

Donc : $h_t \geq 0,70 \text{ cm}$

A partir des deux conditions (a) et (b), on prend : $h_t = 75cm$ (Dalle + nervure)

✓ Pour la dalle : $h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow h_r \geq 24.25cm$

Soit : $h_t = 30cm$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0.75^3 \times 3,216 \times 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3.26 \text{ m}$$

$$L_{max} = 4.85 \leq \frac{\pi}{2} * 3.26 = 5.12 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

➤ **Calcul de la surface du radier**

$N_s = 52320.6826KN$ (Charge totale transmise par la superstructure + Poids du radier).

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq 290.67m^2$$

Soit : $S_{radier} = 290.67m^2$

La surface du bâtiment : $S_{bât} = 300.5m^2$

$$S_{radier} < S_{bât} \Rightarrow \text{Le radier sans débord}$$

D'où: $S_{radier} = 300.5m^2$

3. Les vérifications nécessaires

➤ **Vérification au poinçonnement**

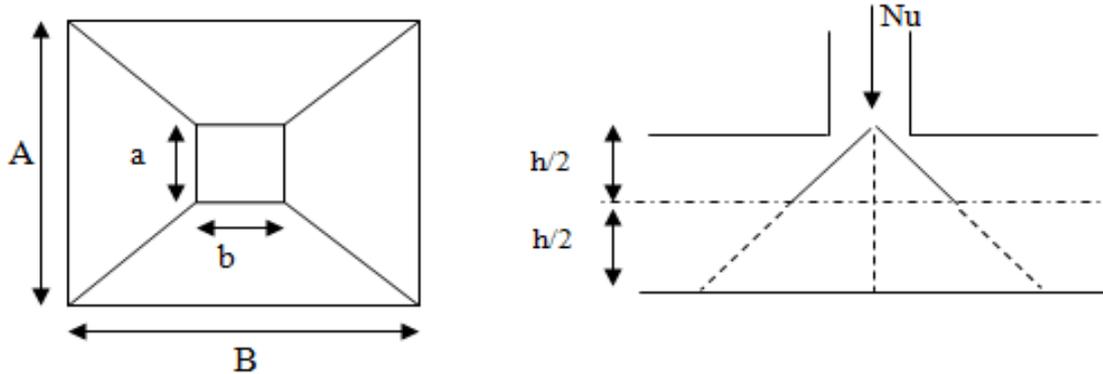


Fig.V.4 : Zone de contact poteau- radié.

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

N_u : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B) \quad \text{avec: } \begin{cases} A = a + h_t \\ B = b + h_t \end{cases}$$

On trouve $U_c = 6.3m$

$$N_u = 2.821MN \leq 0.045 \times 6.3 \times 0.90 \times \frac{25}{1.15} = 5.55MN \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

On considère une bande de largeur $b = 1m$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max} \times b}{2S} \Rightarrow V_u = \frac{70196.467 \times 4.85 \times 1}{2 \times 300.5} = 566.477KN$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 0.40 = 0.36m$$

$$\tau_u = \frac{566.477 \times 10^3}{1 \times 0.36} = 1.57MPa < 2.5MPa \quad \text{C'est vérifié}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal Il faut vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol} ; \quad \sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

M_y, M_x : Moment sismique à la base tiré du logiciel ETABS.2016, avec la combinaison G+Q+E.

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_{xx} = 7023.5m^4 \text{ et } X_G = 8.87m.$$

$$I_{yy} = 7982m^4 \text{ et } Y_G = 8.36m.$$

• **Dans le sens x-x**

$$\sigma_{\max} = \frac{52.3206826}{300.5} + \frac{0.1662832}{7023.5} \times 8.36 = 0.174MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{52.320626}{300.5} - \frac{0.1662832}{7023.5} \times 8.36 = 0.173MPa$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.17MPa < 0.18MPa$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens x-x

• **Dans le sens y-y**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_x} \times Y_G$$

$$\sigma_{\max} = \frac{52.3206826}{300.5} + \frac{0.234237}{7982} \times 8.87 = 0.174MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{52.3206826}{300.5} - \frac{0.234237}{7982} \times 8.87 = 0.174MPa$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.17MPa < 0.18MPa$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens y-y.

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{166.2832}{70196.467} = 0.0024m < \frac{18}{4} = 4.5m$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{234.237}{70196.467} = 0.0033m < \frac{17}{4} = 4.25m$$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

➤ **Vérification de la poussé hydrostatique :**

On a pas besoin de calculer la poussé hydrostatique car notre structure implanté dans un sol no marécageux avec une forme de pont.

4. Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable.

$$L_x = 3.1m \text{ et } L_y = 4.2m.$$

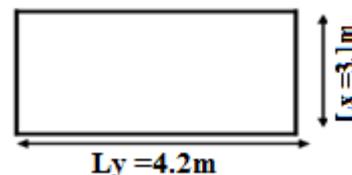


Fig.V.5: Dalle sur quatre appuis.

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{70196.467}{300.5} \Rightarrow q_u = 233.599KN / m^2$$

N_u : est l'effort ultime (plus le poids propre du radier).

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \Rightarrow \frac{52320.6826}{300.5} = 174.112KN / m^2$$

N_{ser} : est l'effort normal de service.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.1}{4.2} = 0.74 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

• **L'ELU :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0633 \\ \mu_y = 0.4938 \end{cases} \quad \text{(Annexe 1)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 142.10KN.m \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 70.17KN.m \end{cases}$$

* **Moment en travées** $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_x = 120.79KN.m \\ M_t^y = 0.85 \times M_y = 59.64KN.m \end{cases}$

* **Moment en appuis** $\begin{cases} M_a^x = -0.3 \times M_x = -42.63KN.m \\ M_a^y = -0.3 \times M_y = -21.11KN.m \end{cases}$

• **L'ELS : $\nu = 0.2$**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0696 \\ \mu_y = 0.6315 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 98.99KN.m \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 62.51KN.m \end{cases}$$

* **Moment en travées** $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_x = 98.99KN.m \\ M_t^y = 0.85 \times M_y = 62.51KN.m \end{cases}$

* **Moment en appuis** $\begin{cases} M_a^x = -0.3 \times M_x = -34.93KN.m \\ M_a^y = -0.3 \times M_y = -22.63KN.m \end{cases}$

➤ **Ferraillage de la dalle**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferraillage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité et on adopte le même ferraillage pour tous les autres panneaux.

Le ferraillage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.30) m^2$

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.V.1 Ferraillage du radier.

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	$A_{calculée}^t$ (cm ²)	$A_{calculée}^a$ (cm ²)	A_{adop}^t (cm ²)	Choix/ml	A_{adop}^a (cm ²)	Choix/ml
Sens x-x	120.79	42.63	9.99	3.44	10.78	7HA14	7.92	7HA12
Sens y-y	59.64	21.11	4.84	1.69	5.65	5HA12	5.65	5HA12

Not : On prend le même ferraillage pour tous les panneaux.

➤ **Vérification de condition de non fragilité**

$$e > 12cm \left. \begin{matrix} \\ \rho \geq 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e \\ A_{min}^y = A_{min}^a = \rho_0 b e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 0.0008 \left(\frac{3-0.74}{2} \right) \times 100 \times 40 = 3.62cm^2 \\ A_{min}^y = A_{min}^a = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2cm^2 \end{cases}$$

On voit bien que la condition de non fragilité est vérifiée.

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 2.5MPa.$$

$$V_y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 358.07KN.$$

$$V_x = \frac{q \times l_x}{3} = 241.3856KN.$$

$$\tau_{ux} = \frac{241.3856 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 0.671MPa < 2.5MPa \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\tau_{uy} = \frac{358.07 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 0.995 < 2.5MPa \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

▪ **L'ELS**

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

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

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot Ft28}\right) = 201,63MPa.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.V.2 Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	Y(m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M _t	98.99	0.09297	0.00142	6.472	278.836	15	201,63
	M _a	34.93	0.08136	0.0011	2.579	132.517	15	201,63
y-y	M _t	62.51	0.07009	0.00082	5.298	328.66	15	201,63
	M _a	22.63	0.07009	0.0008	1.869	115.997	15	201,63

La contrainte de l'acier n'est pas vérifiée en travée, ainsi on augmente la section d'acier

Soit $A_{t(x-x)} = 8HA16 = 16.08cm^2$ et $A_{t(y-y)} = 7HA14 = 10.78cm^2$

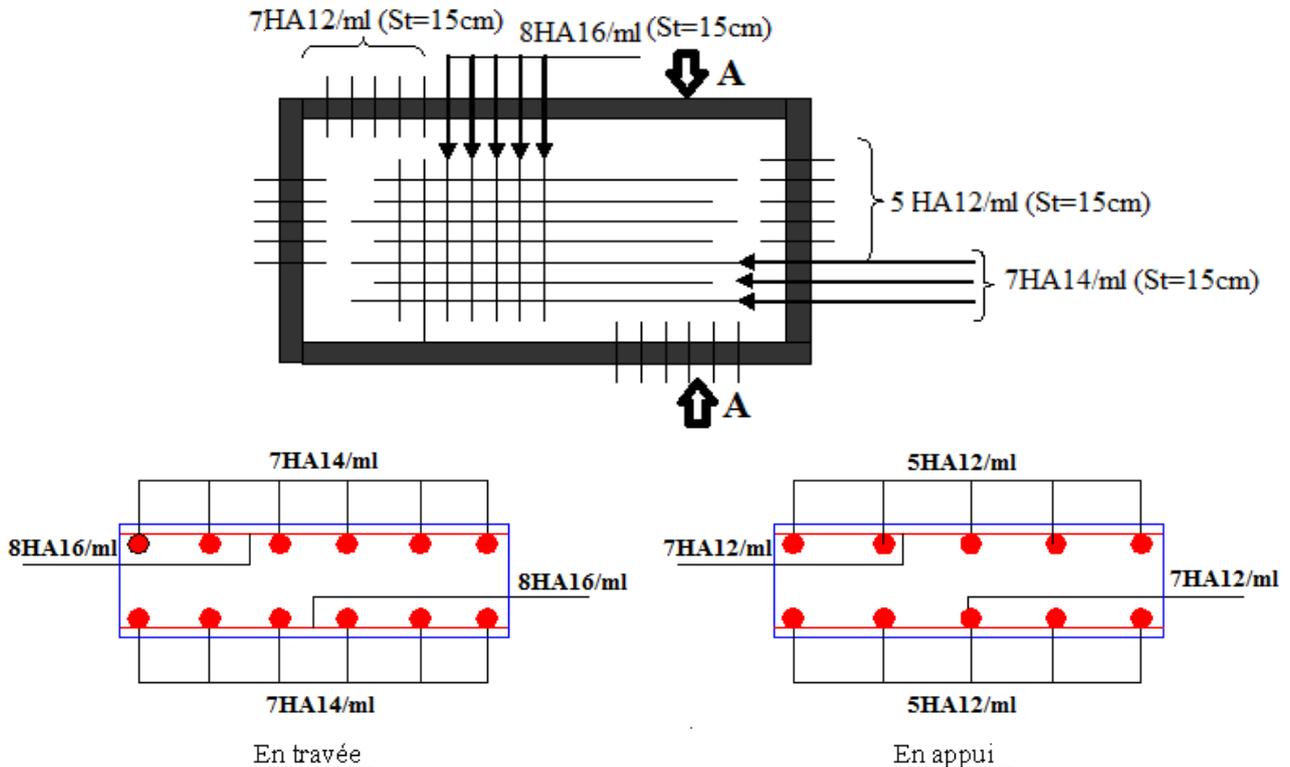
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.V.3 Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	Y(m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
------	---------	----------------	------	---------------------	---------------------	------------------	---------------------------	------------------------

x-x	M _t	98.99	0.10985	0.00195	5.573	190.360	15	201,63
	M _a	34.93	0.08136	0.0011	2.579	132.517	15	201,63
y-y	M _t	62.51	0.09293	0.00142	4.088	176.242	15	201,63
	M _a	22.63	0.07009	0.0008	1.869	115.997	15	201,63

Schéma de ferrailage



Coupe A-A

Fig.V.6 : Schéma de ferrailage du radier

➤ **Espacement des armatures**

Armatures // L_x : S_t ≤ min (3e, 33 cm) = 33 cm

Armatures // L_y : S_t ≤ min (4e, 45 cm) = 45 cm

Soit: St=15cm pour les armatures // L_x.

Soit: St=15cm pour les armatures // L_y.

Ferrailage des nervures

Le rapport $\alpha = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par

chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, on prenant le cas le plus défavorable.

➤ **Cas de charges triangulaires**

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$$

P : charges équivalentes produisant le même moment que la charge triangulaire.

➤ **Cas de charges trapézoïdales**

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2} \qquad p = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

P : charges équivalentes produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

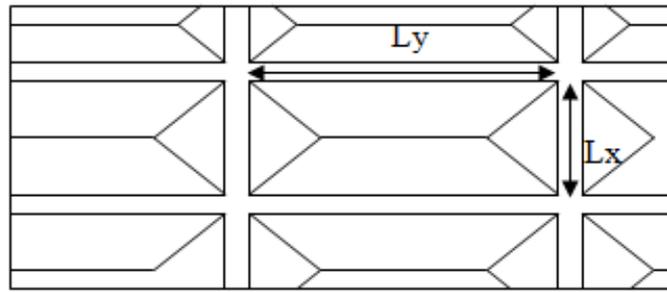


Fig.V.7 : La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures.

➤ **Calcul des sollicitations**

- **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 :

$$l' = \begin{cases} l & \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$$

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**

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

- **Sens y-y**

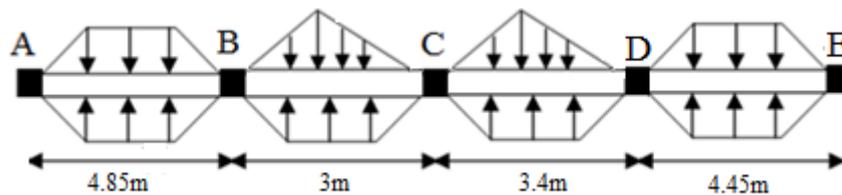


Fig.V.8 : Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab.V.4 Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.

Travée	L_y (m)	L'_y (m)	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
A-B	4.85	4.85	988.82	-436.116	-1924.2	2.115	1774.884
B-C	3	2.4	417.40	-1924.2	-342.04	2.764	330.371
C-D	3.4	2.72	452.98	-342.04	-1331.749	1.057	88.812
D-E	4.45	4.45	817.60	-1331.749	-303.572	2.508	1238.802

• Sens x-x

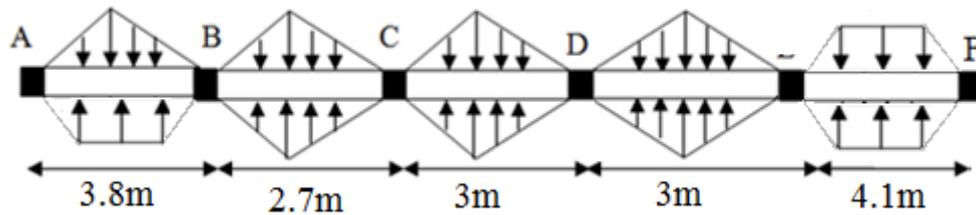


Fig.V.9 : Sollicitations de la nervure dans le sens x-x.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab.V.5 Sollicitations de la nervure dans le sens x-x

Travée	L _x (m)	L' _x (m)	P (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	3.8	3.8	654.28	-177.146	-775.594	1.659	723.559
B-C	2.7	2.16	336.38	-775.594	-220.764	1.961	128.886
C-D	3	2.4	373.76	-220.764	-253.277	1.471	183.617
D-E	3	2.4	373.76	-253.277	-1051.987	0.788	137.329
E-F	4.1	4.1	768.35	-1051.987	-242.174	2.307	992.802

• Ferrailage

Les nervures sont des poutres continues, de section en T, elles sont ferrillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

$h=90\text{cm}$

$h_0=40\text{cm}$

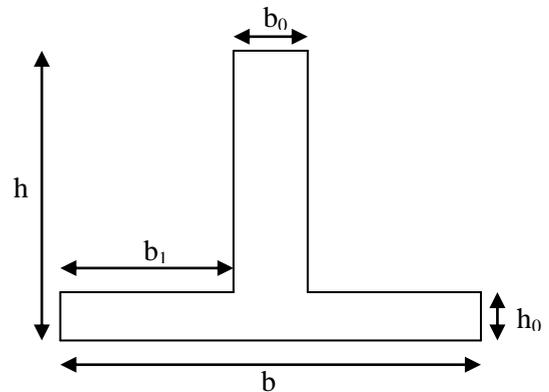
$b_0=65\text{cm}$

$d=87\text{cm}$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4.85}{10}; \frac{4.10}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.48; 2.05)$$

Soit : $b_1 = 0.45\text{m}$



Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.55\text{m}$

Fig.V.10 : Section à ferriller.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivant :

Tab.V.6 Résumé des résultats du ferrailage des nervures.

Sens	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix
X-X	Travée	992.802	33.85	16.28	35.34	5HA20+4HA25
	Appui	1051.987	35.94	16.28	38.48	6HA20+4HA25
Y-Y	Travée	1774.884	62.17	16.28	59.85	5HA32+4HA25
	Appui	1924.2	67.77	16.28	67.89	6HA32+4HA25

➤ **Les Vérifications**

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_1 = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l} = 1.7726MN; \quad V_2 = -\frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l} = 2.70471MN$$

$$V = \max(V_1, V_2) \Rightarrow V = 2.607MN \quad \Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b \times d} = 1.93MPa < 2.5MPa.$$

• **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(2.57; 6.5; 12) = 10mm \quad \text{Soit } \phi_t = 8mm.$$

• **Espacement des aciers transversaux**

Soit : $A_t = 4.02cm^2 = 8T8$

$$St \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow St = \min(78.3; 40cm) = 40cm$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{4.02 \times 400}{0.4 \times 65} = 61.84cm$$

$$St \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.8 \times 4.02 \times 400}{65 \times (1.93 - 0.3 f_{t28})} = 15.22cm$$

Soit : $S_t = 15cm$

• **Armature de peau :**

Comme la poutre a une hauteur de 120cm le BAEL préconise de mettre des armatures de peau de section **AP=3cm²/ml** de hauteur, donc : $A_p = 3 \times 1.2 = 3.6cm^2$, soit : $2HA16 = 4.02cm^2$ /face.

• **Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que :

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,63MPa.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab.V.7. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Localisation	$M_{ser}(KNm)$	$\sigma_b (MPa)$	$\bar{\sigma}_b (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$	$\bar{\sigma}_s (MPa)$
X-X	Travée	456,73	5.81	15	270.35	201,63
	Appui	968,69	5.93	15	263.09	201,63
Y-Y	Travée	1324.188	8.149	15	273.659	201,63
	Appui	1431.228	8.566	15	274.717	201,63

Remarque

On remarque que la contrainte de l'acier en travée et en appuis dans le sens x-x et dans le sens y-y n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section d'acier et la section du béton =>h=1.20m.

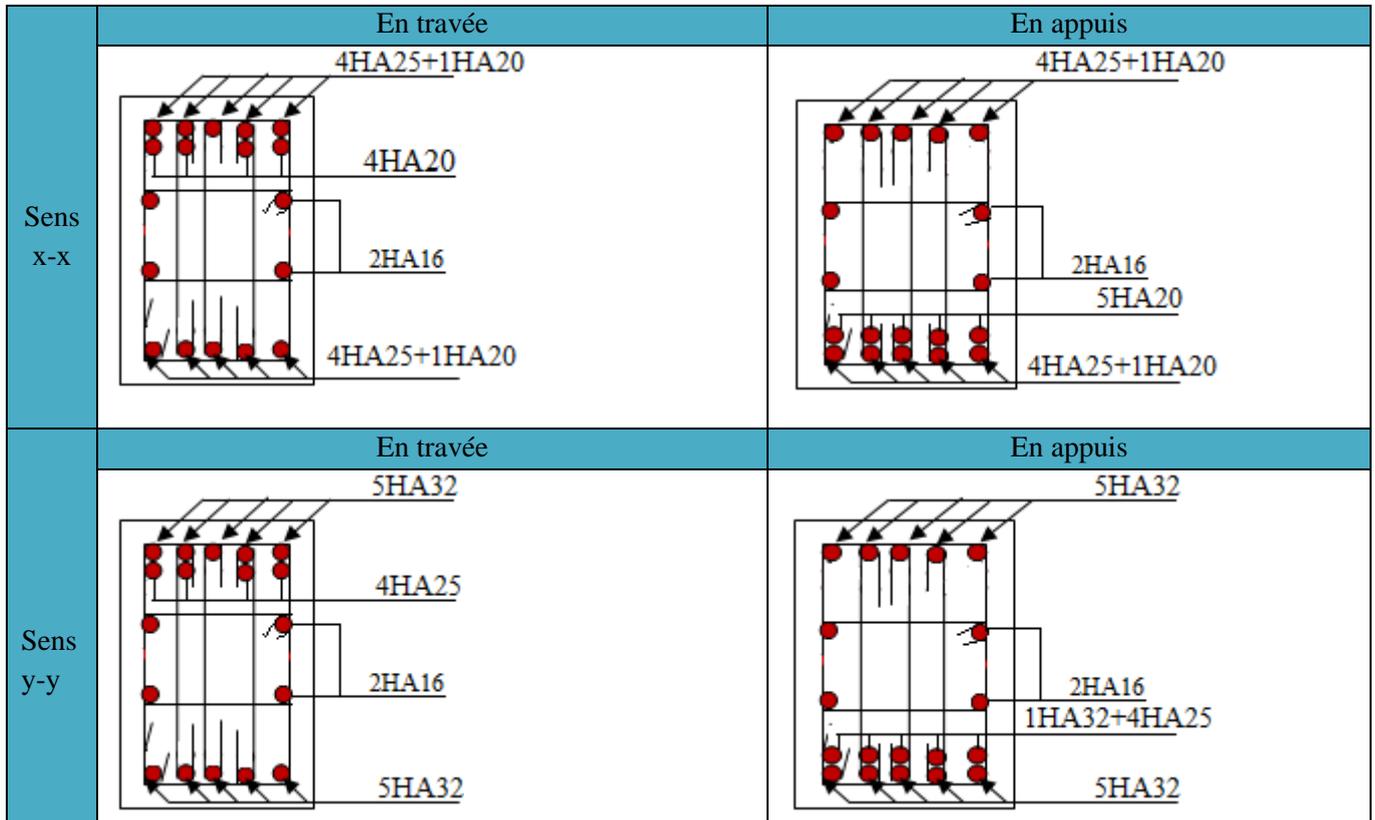
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tab.V.8. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Localisation	M_{ser} (KNm)	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	$A_{adop} (cm^2)$	Choix
------	--------------	--------------------	------------	------------------	-------------------	-------

			(MPa)	(MPa)		
X-X	Travée	763.664	198.90	201,63	35.34	5HA20+4HA25
	Appui	806.545	193.49	201,63	38.48	6HA20+4HA25
Y-Y	Travée	1324.188	200.82	201,63	64.75	4HA25+5HA32
	Appui	1431.228	201.52	201,63	67.88	4HA25+6HA32

Tab.V.9. Schémas de ferrailage des nervures.



V.3. Etude du mur adossé :

Introduction

Le mur adossé est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable.

Dans notre cas le mur adossé est soumis uniquement qu'à la poussée des terres

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

Caractéristiques des murs

- Hauteur : $h=3.28m$.
- Epaisseur : $e=20cm$.

Caractéristiques du sol

- Poids spécifique : $\gamma = 19.2KN / m^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 20^\circ$
- Cohésion : $C=0.28 \text{ bar}$

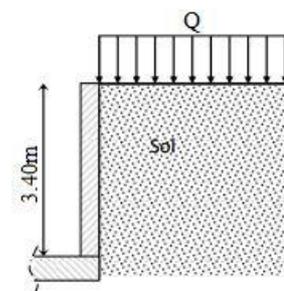


Fig.V.11. Schéma du mur adossé

Méthode de calcul

Le mur adossé est comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque coté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à $10 KN / m^2$.

Sollicitations

a) Poussée des terres

$$G = \gamma \times h \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

Remarque : pour plus de sécurité on néglige l'effet de la cohésion.

$$\Rightarrow G = 19.2 \times 3.28 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{20}{2} \right) = 30.87 \text{ KN/m}^2$$

b) Charge due à la surcharge

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{20}{2} \right) = 4.902 \text{ KN/m}^2$$

Ferrailage

Calcul à l'ELU

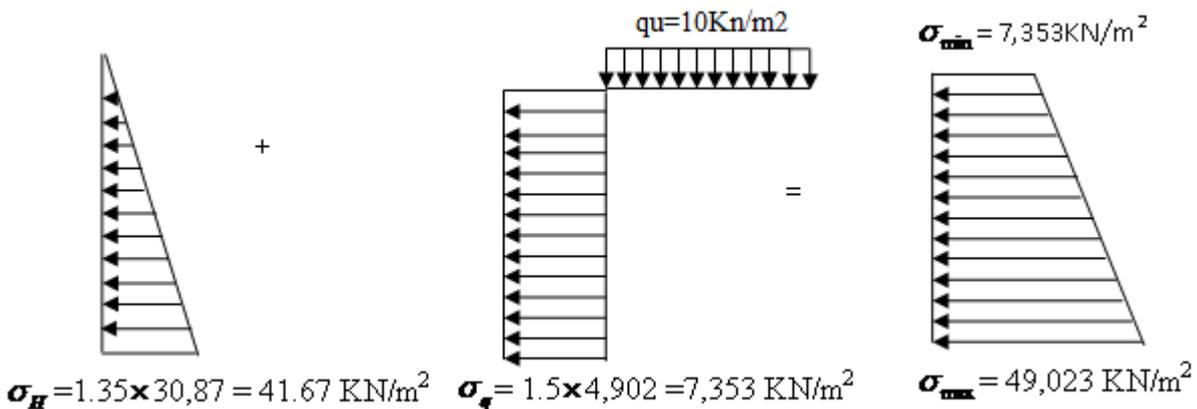


Fig.V.12 : Diagramme des contraintes.

$$\sigma_{max} = 49.023 \text{ kn/m}^2; \sigma_{min} = 7.353 \text{ kn/m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.28\text{m}; \quad L_y = 4.45\text{m}; \quad e = 20\text{cm}; \quad b = 100\text{cm}$$

$$q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 38.61 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.74 > 0.4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0633 \\ \mu_y = 0.4938 \end{cases} \dots \dots \dots \text{(Annexe 1)}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.V.10.Ferrailage du mur adossé.

Sens	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	Choix
------	--------------	----------	-------------------------------------	-------------------------------------	--	-------

X-X	Travée	22.35	3.66	1.8	5.65	5HA12
	Appui	13.15	2.13	1.8	3.14	4HA10
Y-Y	Travée	11.04	1.78	1.6	3.93	5HA10
	Appui	6.49	1.04	1.6	2.01	4HA8

Espacement des armatures :

Armatures // L_y : $St \leq \min(3e, 33cm) = 33cm$
 Soit : $St=20cm$

Armatures // L_x : $St \leq \min(4e, 45cm) = 45cm$
 Soit : $St=25cm$

Vérifications

Effort tranchant : (Fissurations nuisibles)

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 2.5MPa.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \tau_{ux} = \frac{42.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.234MPa < 1.25MPa & \text{La condition est vérifiée} \\ \tau_{uy} = \frac{62.77 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.348 < 1.25MPa & \text{La condition est vérifiée} \end{cases}$$

Vérification à l'ELS

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 28.05KN / m^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0696 \\ \mu_y = 0.6315 \end{cases} \dots \dots \dots \text{(Annexe 1).}$$

Vérification des contraintes

On doit vérifier :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot Ft28}\right) = 201,63MPa.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab.V.11.Résumé des résultats (vérification des contraintes).

		M(KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Travée	x-x	17.85	4.74	18451	4.58	192.44	Vérifier
	y-y	11.27	4.05	13686	3.34	172.31	Vérifier
Appuis	x-x	10.50	3.67	11320	3.40	199.37	Vérifier
	y-y	6.63	3.006	7683	2.59	194.11	Vérifier

V.3.1. schéma de ferrailage du mur adossé

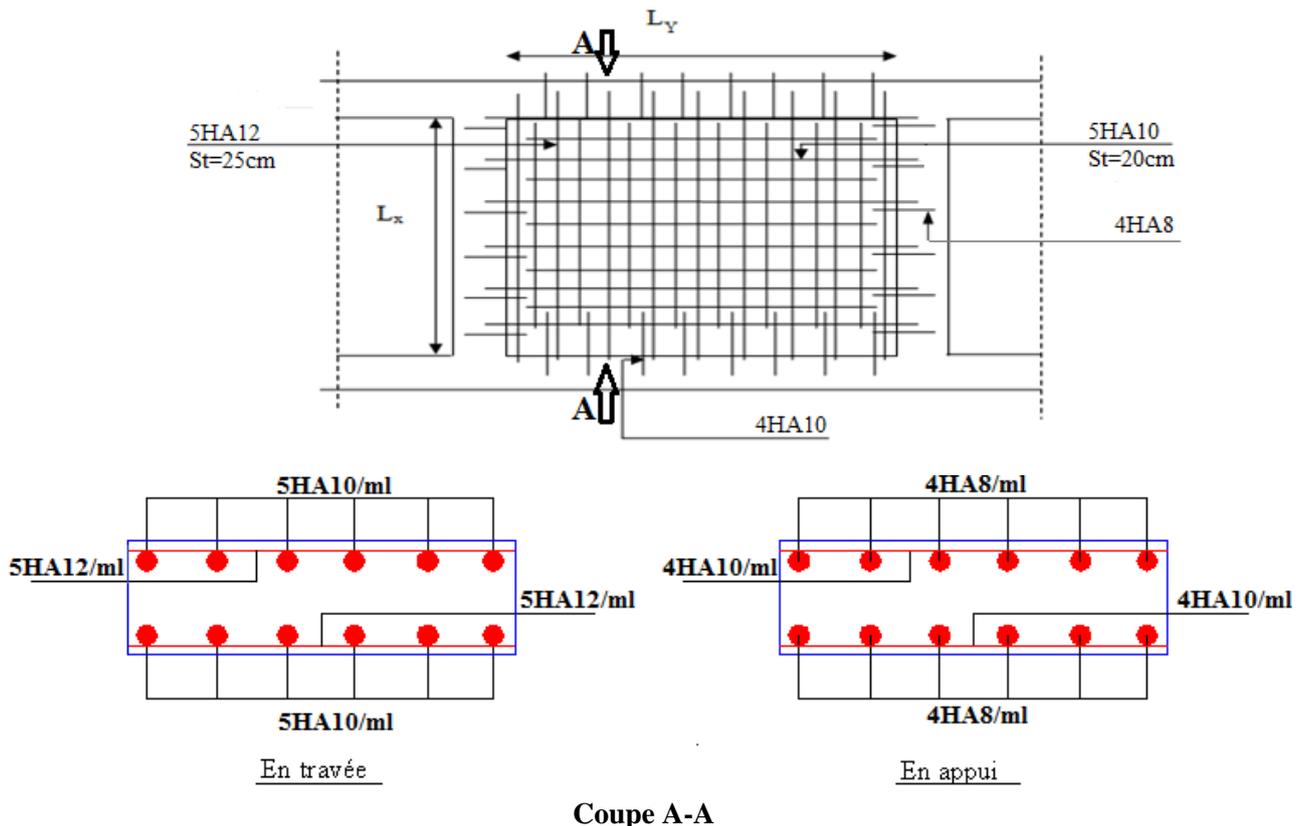


Fig.V.13 : schéma de ferrailage de mur adossé.

V.4. Conclusion :

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, 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 pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Conclusion générale

Conclusion Générale

Le présent travail élaboré dans ce projet de fin d'étude nous a permis d'enrichir nos connaissances théoriques acquise durant notre formation, et de prendre connaissances des principale étapes a mener lors de l'étude d'un projet de construction, et de les mettre en application en touchant aux différentes difficultés que peut rencontrer un ingénieur en génie civil durant sa vie professionnelle.

L'étude dynamique réaliser nous a permis de mieux métriser le logiciel utilisé ETABS.2016 et les différents documents conçus pour les calculs des structures tel que (le RPA 99, CBA 99, et le BAEL 99). Et les résultats obtenus nous on permit de ferrailer les éléments principaux (poteaux, poutres, voiles), et de dimensionner et de ferrailer les fondations de notre batiments.et den faire un certain nombre de conclusions, parmi celles-ci on a pu retenir ce qui suit :

- Dans le dimensionnement des dalles pleine le critère de coupe-feu et celui d'isolation phonique qui son les plus défavorables.
- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaire soient-ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement plus proche du réel.
- Un bon comportement de la structure ne vient pas du nombre de voiles utiliser, mais de la bonne dispositions de ses voiles.
- Le ferrailage des poteaux, c'est fait a partir du minimum du RPA, cela et du a la présence des voiles qui a réduit les efforts interne de flexion et de cisaillement aux niveaux des poteaux.
- Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économique et résistance, autrement dit, il faut ce basé sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie qui sert a diminuer le cout du projet.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds a tendance d'obtenir des rotules plastique au niveau des poutres plutôt que dans les poteaux.
- L'utilisation d'un radier nervure est déterminer par l'importance de l'ouvrage et les caractéristiques de sol donné par rapport géotechnique.

En plus de critère de résistance, le critère économique est d'une importance majeur qu'on peut concrétiser on jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants dans la structure, tout en respectant les sections minimales requise par le règlement en vigueur.

Bibliographie

Références bibliographiques

- Règles de conception et de calcul des structures en béton arme(CBA93).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton arme(BAEL91) modifiées 99.
- Règles parasismiques algériennes (RPA99/2003).
- Document technique réglementaire (DTRB.C.2.2), charges permanentes et surcharges d'exploitation.

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de béton arme.
- Mémoires de fin d'étude.

Logiciels utilisés :

- ETABS 2016.2.0.
- Excel /version 2007.
- Word/version 2007.

Annexes

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_X}{L_Y}$	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 1

Annexe 3

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 4

Caractéristiques générales

- Exposition : en simplex pour les dispositions en batterie, consulter la table T31
 - Nombre de faces de service : simple accès
 - Distance mini entre niveaux : 255 cm
 - Accès : à l'usage collectif
 - Portes : automatiques
 - Réaction : collective (à sensibilité sélective, à analyse permanente de trafic, à ouverture manuelle) à trafic intense

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN local des machines		
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM
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	☐	☐	☐	☐	☐	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
530	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	☐	☐	☐	☐	☐	33500	12500	1500
410 440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460 540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470 540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540	260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	5000
590	260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	5000
590	260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	7000

☐ Symbole attribué par le Comité National de Liaison pour la Réhabilitation des Handicapés (autarcisme) (article n° 001). Ces appareils sont conformes à la Norme NF P 81-201 et accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

☐ Il n'est pas possible de fournir des valeurs précises, pour le contrôle d'un document général, sans avoir consulté les fiches techniques. Il est vivement conseillé de prendre contact avec votre Coordinateur Solélix national.

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 maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine	Passage libre de portq	Dimensions de gare	Profondeur de cuvette (2)		
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	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	
	1,60	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	
			Dy S	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	
		1,60	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
				Dy S	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	190 220		
			TD 2	31	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	320	
		4,00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320	
				TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320
				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	
			Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160	
		1,60	ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160	
				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
	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	
			TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320	
		4,00	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320	
				TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320
				TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320
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	
			Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160	
		1,60	ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160	
				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
	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	
			TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320	
		4,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320	
				TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320
				TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400

Notes: toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. Les profondeurs de cuvette en hauteur sont données sur le plan de l'ascenseur. (1) Entraînement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynamon 5 vitesse continue de vitesse. (2) NF EN 81-1/2/3/4 en l'absence de valeurs. (3) La puissance est calculée suivant la norme C15-100 et C15-105. (4) ACVF = Ascenseur à Courant Continu à Vitesse Variable. (5) Dy MV = Dynamon à Vitesse Variable. (6) TD 2 = Transaxial (2) = Transaxial de traction sans grede.

Les plans

