



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

Mémoire de fin d'étude

En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil

Option : Structures

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+8 +SOUS SOL) à usage
multiple contreventé par un système mixte
(voiles-portiques)*

Réalisé Par :

KORICHI A/GHAFOUR

SAIT FAROUK

Encadré Par :

M^{me} Khoffache

Promotion : 2018/2019

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

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

À mes chers frères

À mes chers Sœurs

À tous mes amis.

À la personne qui était toujours à mes côtés MAR

En fin, je remercie mon ami mon binôme qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

SAIT FAROUK

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A ceux que j'aime et bien sûr à toute ma famille

A mes très chers parents qui ont été à mes côtés durant toute ma vie.

A mes chers frères .

A ma seule et chère Sœur .

A MR .Khoffache Toufik et MME.Khoffache

A mais chers amis : messar halim et yaiche samir.

ABDELGHAFOUR KORICHI

Bibliographie

- ✓ *Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / version 2003.*
- ✓ *Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL91).*
- ✓ *Règles de conception et de calcul des structures en béton arme (CBA.93).*
- ✓ *Document technique règlementaire (DTR.B.C.2.2).*
- ✓ *Cahier de cours Béton armé de cursus.*
- ✓ *Logiciel d'analyse des structures ETABS.*
- ✓ *Outil de conception AUTO CAD 2016.*
- ✓ *Outil de de calcul EXCEL 2010.*
- ✓ *Outil de saisie Word 2010.*
- ✓ *Anciens mémoires de fin d'étude.*

Notations et symboles

A (ou A_s ou A_l) : Aire d'une section d'acier (longitudinal)

A_t : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales

B : Aire d'une section de béton

E_s : Module de Young de l'acier

E_{ij} : Module de Young instantané à l'âge de j jours

E_{vj} : Module de Young diffère à l'âge de j jours

F : Force ou action en général

I_1 : Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)

M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service

M_u : Moment fléchissant de calcul ultime

N_{ser} : Effort normal de calcul de service

N_u : Effort normal de calcul ultime

P : Action permanente

Q : Action d'exploitation

V_u : Effort tranchant de calcul ultime

a : Largeur d'un poteau ou d'un voile

b : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau

b_0 : Largeur de l'âme d'une poutre

d (et d_0) : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton

e : Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours

g : Charge permanente unitaire

h : Hauteur d'une poutre, d'une fondation

h_0 : Hauteur du talon d'une poutre

h_1 : Hauteur du hourdis d'une poutre

j : Nombre de jours de maturité du béton

L : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau

L_f : Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

q : Charge permanente unitaire.

S_t : Espacement des armatures transversales.

- y_1 : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
- y_u : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
- z (ou z_b) : Bras de levier du couple de flexion.
- a_u : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
- γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma).
- γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
- ε_{bcmax} : Déformations maximale du béton comprimé (epsilon).
- ε_{st} : Déformations des armatures tendues.
- ε_{sc} : Déformations des armatures comprimées.
- η : Coefficient de fissuration relatif à une armature (eta).
- λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda).
- μ_{ser} : Moment ultime réduit à l'ELS (mu).
- μ_u : Moment ultime réduit à l'ELU.
- ν : Coefficient de poisson (nu).
- ρ : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho).
- σ : Contrainte normale (sigma).
- σ_{bc} : Contrainte maximale du béton comprimé.
- σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.
- σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés.
- τ : Contrainte tangente (tau).
- τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.
- τ_s : Contrainte d'adhérence.
- τ_{se} : Contrainte d'adhérence d'entraînement.
- ϕ : Coefficient de fluage (phi).
- Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale.
- Φ_t : Diamètre d'une armature transversale.
- ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature (psi).

Figure. I.1	<i>coupe verticale du bâtiment.....</i>	<i>2</i>
Figure. I.2	<i>Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'age du béton</i>	<i>7</i>
Figure. I.3	<i>Diagramme contrainte-déformation pour le béton.</i>	<i>7</i>
Figure. I.4	<i>Diagramme contraintes-déformations pour les aciers</i>	<i>9</i>
Figure. I.5	<i>Diagramme des déformation limites de la section</i>	<i>10.</i>
Figure. II.1	<i>Coupe d'une poutre principale</i>	<i>12</i>
Figure. II.2	<i>coupe d'une poutre secondaire</i>	<i>12</i>
Figure. II.3	<i>Coupe transversale d'un plancher à corps</i>	<i>12</i>
Figure. II.5	<i>schéma d'une acrotère.....</i>	<i>14</i>
Figure. II.6	<i>coupe de voile en élévation.....</i>	<i>15</i>
Figure. II.7	<i>coupe verticale d'un escalier.....</i>	<i>16</i>
Figure. II.8	<i>schéma statique d'un escalier a deux volée (RDC).....</i>	<i>17</i>
Figure. II.9	<i>schéma statique d'un escalier a trois volée</i>	<i>18</i>
Figure. II.9	<i>schéma du poteau associer a cage d'escalier(surface afférente).....</i>	<i>23</i>
Figure. II.10	<i>diagramme des moments des appuis pour une poutre a 2 travées</i>	<i>29</i>
Figure II.11	<i>diagramme des moments des appuis plus de 2 travée.....</i>	<i>29</i>
Figure. II.12	<i>diagrammes des efforts tranchants pour une poutre a 2 travées</i>	<i>29</i>
Figure. II.13	<i>diagrammes des efforts tranchants pour une poutre plus de 2 travées</i>	<i>30</i>
Figure. II.14	<i>. plan de disposition des poutrelles</i>	<i>31</i>
Figure. II.15	<i>Schéma d'une dalle sur 3 appuis.</i>	<i>43</i>
Figure. II.16	<i>schéma de ferrailage de balcon sur 3 appuis.....</i>	<i>46</i>
Figure. II.17	<i>schéma de ferrailage de balcon sur 2 appuis.....</i>	<i>47</i>
Figure. II.18	<i>schéma de ferrailage de dalle sur 4 appuis.....</i>	<i>47</i>
Figure. II.19	<i>schéma de ferrailage de poutre de chainage.....</i>	<i>49</i>
Figure. II20	<i>dimensions de l'ascenseur.....</i>	<i>49</i>
Figure II.21	<i>illustration de la surface d'impacte.....</i>	<i>52</i>
Figure. II22	<i>ferrailage du dalle d'ascenseur au dessous.....</i>	<i>53</i>
Figure.I I23	<i>.ferrailage de la dalle des machines.....</i>	<i>53</i>
Figur. II24	<i>schéma de ferrailage de l'acrotère.....</i>	<i>59</i>
Figure. II25	<i>schéma statique d'escalier de type 1 (RDC).....</i>	<i>59</i>
Figure. II26	<i>diagramme des moments d'escalier a ELU60.....</i>	<i>59</i>
Figure. II27	<i>diagramme des moments a LELS.....</i>	<i>60</i>
Figure. II28	<i>shéma de ferrailage de l'escalier de type 2.....</i>	<i>60</i>
Figure. II29	<i>. Moments sur une poutre à plus de deux travées.....</i>	<i>62</i>
Figure. III.1	<i>Spectre de réponse.....</i>	<i>68</i>
Figure. III.2	<i>Vue en 3D de la structure modélisée avec le logiciel ETABS V16.....</i>	<i>69</i>
Figure. III.3	<i>Plan de la disposition des voiles.....</i>	<i>69</i>
Figure. III.4	<i>Mode 1 de déformation (translation suivant X -X).....</i>	<i>70</i>
Figure. III.5	<i>Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y</i>	<i>71</i>
Figure. III.5	<i>Mode3 de déformation (rotation suivant l'axe Z-Z).....</i>	<i>71</i>
Figure. IV	<i>Zone65 nodale.....</i>	<i>80</i>
Figure. VI.2	<i>Section d'un poteau.....</i>	<i>84</i>
Figure. IV.4	<i>Schéma de ferrailage des poteaux.....</i>	<i>86</i>
Figure. IV.5	<i>Schéma des contraintes.....</i>	<i>88</i>
Figure. IV.6	<i>Schéma de ferrailage des voiles.....</i>	<i>91</i>
Figure. V.1	<i>Présentation de semailles isolées.....</i>	<i>93</i>
Figure. V.2	<i>Semailles filantes.....</i>	<i>94</i>

Liste des figures

Figure. V.3	<i>Dimensions du radier.....</i>	
Figure.V.4	<i>Présentation de zone d'impact de la charge compactée.....</i>	96
Figure. V.5	<i>Dalle sur quatre appuis.....</i>	98
Figure. V.6	<i>Schéma de ferrailages de radier</i>	99
Figure. V.7	<i>Schéma de nervure selon X-X.....</i>	100
Figure. V.8	<i>Schéma de nervure selon Y-Y.....</i>	100
Figure. V.9	<i>Section de la nervure</i>	102
Figure. V.10	<i>Schéma de ferrailage selon xx</i>	104
Figure. V.10	<i>Schéma de ferrailage selon yy.....</i>	104
Figure. V.10	<i>Dimension de voile.....</i>	105
Figure. V.10	<i>Lee diagramme des contrainte.....</i>	106

Liste des tableaux

Tableau. I.1	la valeur de limite d'élasticité f_e	8
Tableau. I.2	caractéristique mécanique des matériaux utilisé	9
Tableau. II.1	. différent types des panneaux de dalle pleine	13
Tableau. II.2	évaluation de charge de l'acrotère	15
Tableau. II.3	évaluation de charges du plancher terrasse inaccessible.	18
Tableau. II.4	Évaluation des charges dans plancher étage courant	19
Tableau. II.5	Évaluation des charges dans le plancher étage courant a dalle pleine .	19
Tableau. II.6	Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible a dalle pleine	20
Tableau. II.7	Évaluation des charges du balcon	20
Tableau. II.8	Évaluation des charges du palier	20
Tableau. II.9	Évaluation des charges sur la volée (RDC)	21
Tableau. II.10	. évaluation des charges sur les murs.	21
Tableau. II.11	section des poteaux choisir préalablement.	22
Tableau. II.12	poids propre des poteaux	24
Tableau. II.13	.Descente de charge pour le poteau P2.	24
Tableau. II.14	. vérification de la contrainte du béton.	26
Tableau. II.15	vérification ou flambement.	27
Tableau. II.16	récapitulation du pré dimensionnement pour tous les éléments.	27
Tableau. II.17	condition d'application du méthode forfaitaire.	28
Tableau. II.18	combinaisons d'action	32
Tableau. II.19	les résultats des calculs pour tous les étages a L'ELU et L'ELS	34
Tableau. II.20	ferraillage des différents types de poutrelles.	39
Tableau. II.21	vérification des contrainte a L'ELS	40
Tableau. II.22	vérification des états limitent de déformation	42
Tableau. II.23	les schémas de ferraillage des poutrelles .	42
Tableau. II.24	ferraillage de dalles sur 3 appui de la dalle inaccessible ,	45
Tableau. II.25	évaluation de la flèche dans la dalle ,	45
Tableau. II.26	calcul des sollicitation selon le sens x-x	46
Tableau. II.27	calcul des ferraillages selon le sens x-x	46
Tableau. II.28	vérification nécessaires selon le sens y-y	46
Tableau. II.29	ferraillage de la poutre de chainage	48
Tableau. II.30	ferraillage du dalle de l'ascenseur	50
Tableau. II.31	vérification des contraintes a dalle de l'ascenseur	51
Tableau. II.32	.Tableau de ferraillage du dalle de l'ascenseur	53

Liste des tableaux

Tableau. II.33	Tableau II .33 vérification des contraintes a dalle de l'ascenseur.....	54
Tableau. II.34	Tableau II .34 évaluation des charges sur l'acrotère	55
Tableau. II.35	Tableau II .35 calcul de l'excentricité du centre de pression.....	56
Tableau. II.36	Tableau II .36 évaluation de la flèche dans l'escalier.....	62
<i>Tableau. III.1</i>	<i>Valeurs des pénalités P_q.....</i>	<i>66</i>
<i>Tableau. III.2</i>	<i>Périodes et taux de participation massique de la structure.....</i>	<i>70</i>
<i>Tableau. III.3</i>	<i>Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....</i>	<i>70</i>
<i>Tableau. III.4</i>	<i>Interaction sous charges verticales</i>	<i>70</i>
<i>Tableau. III.5</i>	<i>Interaction sous charges horizontales</i>	<i>72</i>
<i>Tableau. III.6</i>	<i>Vérification de l'effort normal réduit</i>	<i>73</i>
<i>Tableau. III.7</i>	<i>Vérification des déplacements relatifs selon X-X</i>	<i>73</i>
<i>Tableau. III.8</i>	<i>Vérification des déplacements relatifs selon Y-Y.....</i>	<i>74</i>
<i>Tableau. III.9</i>	<i>Vérification de l'effet $P-\Delta$ selon le sens X-X.....</i>	<i>75</i>
<i>Tableau. III.10</i>	<i>Vérification de l'effet $P-\Delta$ selon le sens Y-Y</i>	<i>75</i>
<i>Tableau. IV.1</i>	<i>Ferraillage des poutres principales et poutre secondai</i>	<i>76</i>
<i>Tableau. IV.2</i>	<i>Vérification des contraintes tangentielles.....</i>	<i>78</i>
<i>Tableau. IV.3</i>	<i>Vérification de l'état limite de compression.....</i>	<i>78</i>
<i>Tableau. IV.4</i>	<i>Vérification de l'état limite de déformation.....</i>	<i>78</i>
<i>Tableau. IV.5</i>	<i>schémas de ferraillage des poutres principales et secondaires.....</i>	<i>79</i>
<i>Tableau. IV.6</i>	<i>Sollicitations dans les différents poteaux</i>	<i>81</i>
<i>Tableau. IV.7</i>	<i>7 Ferraillage longitudinal des poteaux</i>	<i>82</i>
<i>Tableau. IV.8</i>	<i>Vérification des contraintes de cisaillement</i>	<i>83</i>
<i>Tableau. IV.9</i>	<i>Ferraillage transversal des poteaux</i>	<i>83</i>
<i>Tableau. IV.10</i>	<i>Vérification au flambement des différents poteaux.....</i>	<i>84</i>
<i>Tableau. IV.11</i>	<i>Lessollitation maximales a l'Els.....</i>	<i>84</i>
<i>Tableau. IV.12</i>	<i>Vérification des contraintes dans le béton.....</i>	<i>85</i>
<i>Tableau. IV.13</i>	<i>13Moments résistants dans les poteaux.....</i>	<i>85</i>
<i>Tableau. IV.14</i>	<i>Moments resistants dans les poutre principales.....</i>	<i>86</i>
<i>Tableau. IV.15</i>	<i>Moments resistants dans les poutre secondaires</i>	<i>86</i>
<i>Tableau. IV.16</i>	<i>Vérification des zones nodales selon le sens principale</i>	<i>86</i>
<i>Tableau. IV.17</i>	<i>Vérification des zones nodales selon le sens secondaire</i>	<i>87</i>
<i>Tableau. IV.18</i>	<i>1Sollicitations maximales dans le voile V_{x1}.....</i>	<i>89</i>
<i>Tableau. IV.19</i>	<i>Ferraillage du voile V_{x1}.....</i>	<i>90</i>
<i>Tableau. IV.18</i>	<i>SFerraillage du voile V_{y1}.....</i>	<i>90</i>

Liste des tableaux

<i>Tableau. V.1</i>	<i>Section d'armateur du radier</i>	<i>98</i>
<i>Tableau. V.2</i>	<i>Vérifications des contraintes à l'ELS.....</i>	<i>99</i>
<i>Tableau. V.3</i>	<i>Section d'armateur du radier à l'ELS</i>	<i>99</i>
<i>Tableau. V.4</i>	<i>Les charges dans les nervures</i>	<i>100</i>
<i>Tableau. V.5</i>	<i>Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens</i>	<i>101</i>
<i>Tableau. V.6</i>	<i>Sollicitation nervures à l'ELS selon les deux sens.....</i>	<i>101</i>
<i>Tableau. V.7</i>	<i>Résultats de ferrailage des nervures.....</i>	<i>102</i>
<i>Tableau. V.8</i>	<i>Vérification des contraintes à l'ELS.....</i>	<i>103</i>
<i>Tableau. V.9</i>	<i>Vérification des contraintes dans les nervures après l'augmentation de A_s.....</i>	<i>103</i>
<i>Tableau. V.10</i>	<i>Ferrailage des voile périphérique.....</i>	<i>106</i>
<i>Tableau. V.11</i>	<i>Vérification des contraintes à l'ELS.....</i>	<i>107</i>
<i>Tableau. V.11</i>	<i>Section d'armateur du voile périphérique à l'ELS.....</i>	<i>107</i>

SOMMAIRE

<i>Introduction générale</i>	1
<i>Chapitre I : Généralités</i>	
I.1 Introduction	01
I.2 Présentation de l'ouvrage	01
I.3 Description architecturale	01
I.4 Description technique.....	05
I.5 Elément de l'ouvrage.....	05
I.6 Les états limites	08
I.7 Les actions.....	10
I.8 Les différents types d'action	08
I.9 combinaison d'action donnée par le RPA/version 2003	08
I.10 caractéristique des matériaux	08
Conclusion	21
<i>Chapitre II : Pré dimensionnement et étude des éléments secondaires</i>	
II.1 Introduction.	22
II.2 Pré-dimensionnement des éléments structurants	22
II.3 Pré-dimensionnement des éléments non structurants	26
II.4 Pré-dimensionnement de l'acrotère	32
II.5 Pré-dimensionnement des escaliers	33
II.6 Pré-dimensionnement des voiles.....	39
II.7 La Descente de charge	43
II.8 Etudes des éléments secondaires	26
II.9 Etudes des planchers	32
II.10 Etude de l'ascenseur.....	33
II.11 Etude de l'acrotère	39
II.7 Etude des escaliers	43
II.8 Conclusion.....	46
<i>Chapitre III : Etude dynamique</i>	
III.1. Introduction	52
III.2. Modélisation.....	52
III.3. Méthodes de calcul sismique	22
III.3.1. Méthodes statiques équivalentes	52
III.3.2. Méthodes dynamiques	52
III.4. Modélisation et résultats	56

III.5. Disposition des voiles de contreventement	57
III.6. Modes de vibration et taux de participation massique.....	57
III.7. Modes de vibration.....	58
III.8. Vérification des résultats vis-à-vis de RPA99/version 2003.....	59
III.9. Justification de l'interaction voiles /portiques	59
III.10. Vérification de l'effort normal réduit	60
III.11. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux	61
III.12. Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ)	60
III.13. Conclusion.....	62
 Chapitre IV : Etude des éléments structuraux	
IV.1. Introduction	63
IV.2. Etude des poutres.....	63
IV.2.1. Recommandations du RPA	63
IV.2.2. Sollicitations et ferrailage des poutres	63
IV.2.3. Vérification des armatures selon RPA99 (Art7.5.2.1)	65
IV.2.4. Vérifications nécessaires	65
IV.3. Etude des poteaux	66
IV.3.1. Recommandation du RPA99/Version2003.....	68
IV.3.2. Les sollicitations maximales :.....	68
IV.3.3. Calcul du ferrailage	70
IV.3.4. Vérifications nécessaire.....	72
IV.3.5. Vérification des zones nodales	73
IV.4. Etude des voiles.....	73
IV.4.1. Introduction	73
IV.4.2. Recommandation du RPA.....	74
IV.4.3. Calcul de ferrailage	75
IV.5. Conclusion	78
 Chapitre V : Etude de l'infrastructure	
V.1. Introduction.....	79
V.2. Combinaisons de calcul	79
V.3. Reconnaissance du sol	79

V.4. Choix du type des fondations	79
V.4.1. Vérification de la semelle isolée	79
V.4.2. Vérification de la semelle filante	80
V.5. Radier général	81
V.5.1. Caractéristiques géométriques du radier	81
V.5.2. Vérifications nécessaires	82
V.5.3. Ferrailage du radier	84
V.6. Etude des nervures	85
V.6.1. Calcul des sollicitations	87
V.6.2. Ferrailage des nervures	88
V.6.3. Vérifications nécessaires	89
V.7. Voile périphérique	90
V.7.1. Etude du voile périphérique.....	90
V.7.2. Evaluation des charges et surcharges	90
V.7.3. Vérification nécessaires	91
V.8. Conclusion	92

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Introduction générale :

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Cependant les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montrés que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs « interstorey drifts », et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets des deuxièmes ordres dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que la plupart des bâtiments à voiles en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (mur de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation en (R+8+sous-sol) implanté à Bejaia qui est classé d'après le règlement parasismique algérien comme zone IIa. Donc il y a lieu de déterminer leur comportement dynamique, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité des vies humaines.

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on a utilisé le code national « règlement parasismique algérien RPA99 »

Le travail est réalisé selon le plan de travail suivant :

- ✓ Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- ✓ Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure, et l'étude des éléments secondaires.
- ✓ Le troisième chapitre, pour l'étude dynamique.
- ✓ Le quatrième chapitre, pour l'étude des éléments principaux.
- ✓ Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

I.1 Introduction:

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, ce chapitre de généralités, donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+8) + un sous-sol implanté à Bejaïa, cette structure destiné à usage commercial au rez-de-chaussée et service aux étage s-pante+1^{er}+2^{em} d'habitation aux étages Supérieures, elle est classée d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne, d'après la Classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (2003), notre ouvrage est situé dans la Zone IIa (zone de moyenne sismicité).

I.3. description architecturale :

I.3.1. Dimensions en plan

- ✓ Longueur total.....Lx=25.90m.
- ✓ Largeur total.....Ly=21.40m.

I.3.2. Dimensions en élévation

- ✓ Hauteur totale du bâtiment.....Ht=31.28m.
- ✓ Hauteur de sous-sol ; RDC.....H=3.74m.
- ✓ Hauteur des étages courants.....H=3.06m.

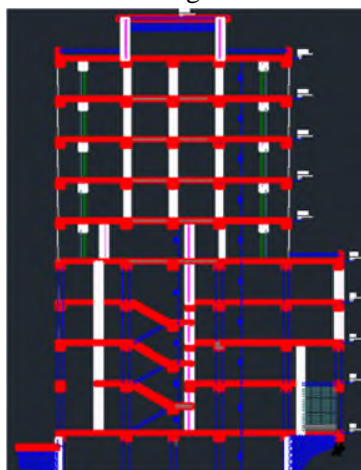


Figure I.1. coupe vertical du bâtiment

Données de site :

- ✓ La contrainte admissible du sol $Q_{adm}=1.21$ bars.
- ✓ L'ancrage minimal des fondations: $D=3,6$ m.
- ✓ Caractéristiques mécaniques du sol ($\gamma=20,2$ kn/m³, $C=0,44$ bar, $\phi=33^\circ$). Catégorie de site : S3.

✓

I .4.Description technique

En se basant sur l'article (3-4-A-1-a) du RPA99/Version 2003 qui exige d'adopter un contreventement mixte lorsque la hauteur de l'ouvrage dépasse 4 niveaux (14m) en zone IIa, nous avons opté pour un contreventement par voiles et portiques avec justification de l'interaction. Selon toujours le même article ; les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales quant aux charges horizontales (effort sismique), elles sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives, ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

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

I .5.Eléments de l'ouvrage

- ❖ **Les planchers** : Ce sont des aires, généralement planes, destinés à séparer les Différents niveaux d'un bâtiment, il existe deux types :
 - ✓ **Les plancher en corps creux** : sont des planchers constitués du corps creux, avec une dalle de compression armé par treillis soudé .
 - ✓ **Les plancher en dalle pleine** : Ce sont des éléments horizontaux, généralement de forme rectangulaire en béton armé.
- ❖ **Poutres**: sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carré Destinés à reprendre les efforts, leur pré-dimensionnement sont déterminées selon des conditions bien définies. On distingue : les poutres principales, les poutres secondaires.
- ❖ **Poteaux** : Sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations à la base de la structure.
- ❖ **Voiles** : Sont des éléments de contreventement vertical, généralement en béton armé.
- ❖ **L'acrotère** : C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher de la terrasse inaccessible.
- ❖ **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ **Local d'ascenseur**: l'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.
- ❖ **Les éléments de remplissages**
 - **La maçonnerie**
 - **Les murs extérieurs**: Ils seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (15+10) cm. séparées par une lame d'air de 5cm.
 - **Les murs de séparation intérieure**: sont constitués d' une seule paroi de brique de 10cm
- ❖ **Les revêtements**: les revêtements de la structure sont constitués par:
 - De l'enduit de ciment pour les murs intérieurs et les plafonds.
 - De mortier pour les murs de façade.
- ❖ **L'infrastructure** :

- **Les fondations** : elles seront réalisées en béton armé pour assurer les fonctions suivantes ;
 - ✓ Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
 - ✓ Limiter les tassements différentiels.
 - ✓ L'encastrement de la structure dans le sol.
 - ✓ **Les voiles périphériques** : sont des voiles en béton armé qui entourent la périphérie du sous-sol pour reprendre la poussée des terres.

I.6. Les états limites :

Définition : Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

Etat limite ultime : Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes. Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, La perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

Etat limite de service : Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage. Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations.

I.7. les action ;

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliqués à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

I.8. Les différents types d'action :

- ✓ **Les actions permanentes (G)** : Les actions permanentes dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent :
 - Le poids propre de la structure.
 - Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
 - Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
 - Les déformations imposées à la structure.
- ✓ **Les actions variables (Q)** : Les actions 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.
- ✓ **Les actions accidentelles (FA)** : 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.
 - Les explosions.
 - Les feux.

I.9 combinaison d'action donnée par le RPA/version2003 ;

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments ; on utilise les combinaisons suivantes:

Situations durables

- ELU: $1.35G+1.5Q$
- ELS : $G+Q$

Situations- accidentelles

- $G+Q\pm E.$
- $G+Q \pm 1.2E$
- $0.8G \pm E$

I.10. caractéristique des matériaux :

I.10.1. Le béton :

I .10.1.1.Définition:

Est un matériau constitué par un mélange de : ciment, de granulats (sable et gravier), d'adjuvants et de l'eau. Il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée f_{c28} .

A titre indicatif le dosage courant par $1m^3$ est comme suite :

Granulat (sable $\Phi \leq 5mm$, gravier $5 \leq \Phi \leq 25mm$).

- Gravions : 800L
- Sable : 400L
- Ciment : 300à400kg / $1m^3$ de classe CPA 425 (ciment portland artificiel 425).
- 150 à 200L d'eau

✓ Le béton obtenu aura une masse volumique apparente qui varie entre $2200 kg/m^3$ et $2500kg /m^3$.

I.10.1.2.Résistances caractéristiques du béton à la compression :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28jour f_{cj28}

Déterminé par des essais sur éprouvettes de 16cm de diamètre et de 32 cm de hauteur .

- pour un nombre de jour $j \leq 28$, la résistance $f_{c j}$ du bétons et :
- Béton de résistance courante: $f_{c j} = j / (4,76+0,83 j) f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40$ MPa.
- Béton de haut résistance : $f_{c j} = j / (1,4 + 0,95 j) f_{c28}$ pour $f_{c28} \geq 40$ MPa.
- Pour le présent projet on adoptera : $f_{cj28}=25MPa$.

I.10.1.3. Résistance caractéristique du béton a la traction f_{tj} :

La résistance caractéristiques à la traction noter $f_{t j}$ du béton à j jours est définie conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par :

- $f_{tj} = 0,6+0,06 f_{cj}$
- **f_{cj} et f_{tj} :** Résistance caractéristique à la compression à “ j “ jours exprimée En (MPa)

La formule est valable jusqu'à des valeurs de $f_{c j} \leq 60MPa$

- pour $j=28$ on a : $\begin{cases} f_{cj} = 25MPa \\ f_{tj} = 2.1MPa \end{cases}$

I.10.1.4. Modules d'élasticité :

C'est le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation relative il n'est définissable que dans la phase élastique ou il ya proportionnalité des contraintes et déformations.

I.10.1.5. Module de déformation longitudinale :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour une charge de longue durée d'application ,le module de déformation différée du béton a (j) jour comprennent le retrait et le fluage est :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $f_{c28}=25MPa$ on a : $E_{i28}=32164.20MPa$

$$E_{v28}=10818.86MPa$$

I.10.1.6. Module de déformation transversal :

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

$$G = \frac{E}{2*(1+\nu)}$$

Avec $\begin{cases} E: \text{Module de yong} \\ \nu: \text{coefficient de poisson} \end{cases}$

I.10 .1.7. Coefficient de poisson ν : (Arta .2 .1 .3 BAEL91)

C'est le rapport entre la déformation transversale relative la déformation Longitudinal :

$$\nu = (\Delta t / t) / (\Delta L / l) = \epsilon_t / \epsilon_l$$

Il est pris égal à :

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré (à L' ELU).

$\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré (à L' ELS).

I.10.1.8. Contrainte ultime de cisaillement de béton (BAEL91) :

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportant à la fois des barres droites et des barres relevées d'après le BAEL91, la contrainte admissible t_{adm} diffère selon que la fissuration est peu nuisible ou nuisible. Elle est donnée suivant le cas comme suit :

Fissuration peu nuisible F.P.N : $t_{adm} = \min(0,20 * \frac{f_{cj}}{\sigma_b} ; 5MPa)$

$$\begin{cases} 3,33MPa & \text{Pour la situation durable ou transitoires} \\ 4,34MPa & \text{pour les situation accidentelles} \end{cases}$$

Fissuration nuisible ou très nuisible (F.N ou F.T.N) :

$$t_{adm} = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\sigma_b}; 4MPa\right)$$

$$\tau_u = \begin{cases} 2.5MPa & \text{pour la situation durable ou transitoires} \\ 3.26MPa & \text{pour les situation accidentelles} \end{cases}$$

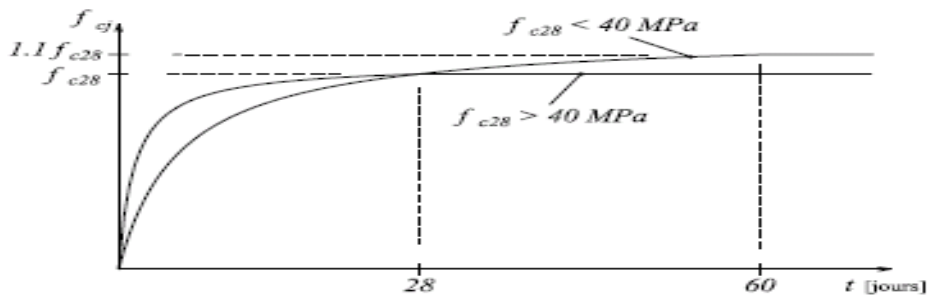


Figure I.2: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

I.10.9. 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

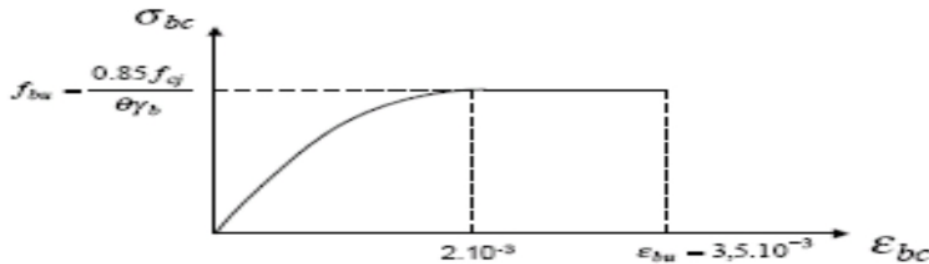


Figure.I .3 : Diagramme contrainte déformation pour le béton

Le diagramme (parabole-rectangle) ci-dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

2 ‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.

3,5 ‰ : en flexion simple ou composée.

Pour $0 \leq \xi_{bc} \leq 2 \text{ ‰}$ $f_{bc} = 0,25 \cdot f_{bu} \cdot 10^3 \cdot \xi_{bc} \cdot (4 \cdot 10^3 \cdot \xi_{bc})$

$2 \text{ ‰} \leq \xi_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰}$ $f_{bc} = f_{bc} = \frac{0,25 \cdot f_c}{\theta \cdot \sigma_b}$

I.10.2. L'acier:

L'acier est mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression. 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.

I.10.2.1. caractéristiques mécanique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Contraintes limites σ_s :

✓ **ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{tq} \quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases} \quad \gamma_s : \text{est le coefficient de sécurité}$$

✓ **ELS** :BAEL91 (article A.4.5.32)

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) : $\sigma_s = f_e$ MPa

Cas2 : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma_s = \min (2/3*f_e, \max (240, 110(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]})$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

Cas 3 : fissuration très préjudiciable (FP-milieux agressifs):

$$\sigma_s = \min (0.5f_e ; 90(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa].}$$

η : Coefficient de fissuration avec:

$\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.

$\eta=1.6$: pour les hautes adhérences.

I.10.2.2. Principales armatures utilisés :

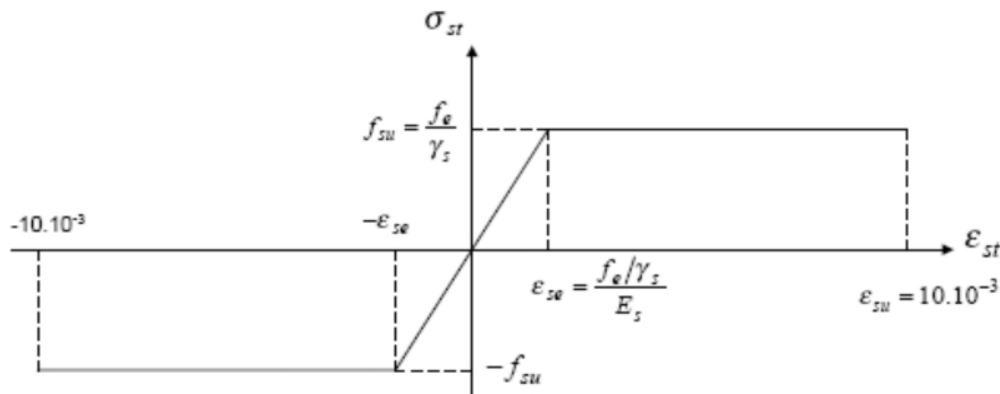
Tableau I.1. : valeur de limite d'élasticité f_e

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes Adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

➤ Le module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s = 200000$ MPa.

Diagramme des contraintes déformations pour les aciers :

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ξ_s) est conventionnellement définit comme suite



figureI.4: Diagramme des contraintes déformations pour les aciers

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ξ_s .

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur:

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle (choc et séisme).

$\gamma_s = 1.15$ situation durable ou transitoire.

I.10.2.3. caractéristiques mécaniques des Matériaux a utilisés:

Tableau I.2 Caractéristique mécanique des matériaux à utilisé

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{k28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable	14,2
	*situation accidentelle	18,47
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinal instantané E_j	32164,19 10721,39
Acier	Module de déformation longitudinal différé E_j	400
	Limite d'élasticité f_e	$2 \cdot 10^5$
	Module d'élasticité	400
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle	348
	*situation courante	/
	Contrainte à l'ELS : *FPN	240
*FN	176	

• Règle des trois pivots :

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la (figure. I.1). On distingue trois domaines :

- Dans le domaine 1, pivot A, l'état limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 2, pivot B, l'état limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 3, pivot C, l'état limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables de la (Figure I. 2.) : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

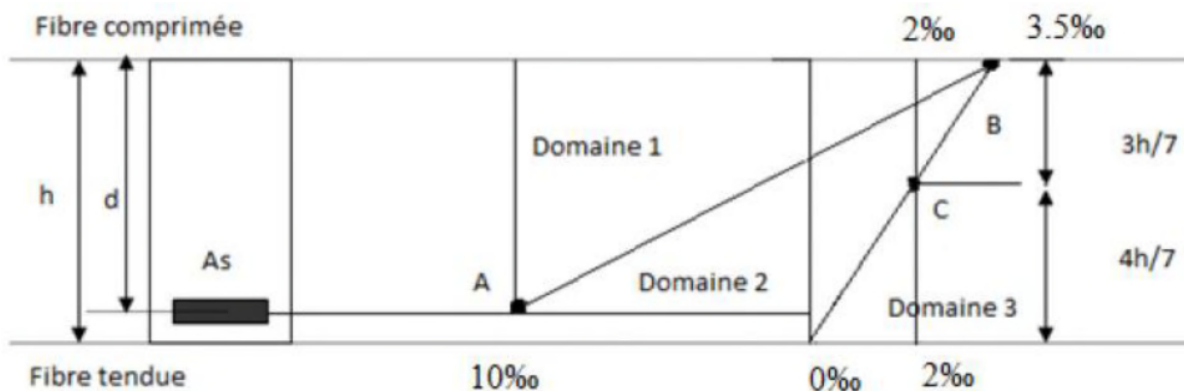


Figure I. 5. Diagramme des déformations limites de la section

I .12) Conclusion :

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

- L'étude du projet sera faite conformément aux règlements suivants :
 - RPA99/ Version 2003 (Règles Parasismique Algérienne).
 - CBA93 (Code du Béton Armé).
 - BAEL91 (Règles du Béton Armé aux Etats Limites).
 - DTR-BC2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- La résistance de compression du béton utilisé pour notre structure à l'âge de 28 jours est .
 $f_{c28}=25\text{MPa}$
- Les aciers utilisés sont de nuance FeE400.

II.1. INTRODUCTION

Le pré dimensionnement a pour but " le pré calcul " des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du **BAEL 91** et le **RPA 99** modifié **2003**, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton.. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. pré dimensionnement :

II .2.1 les élément structurants

II .2 .1.1. : Les Poutres :

Les Poutres principales : elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante

$$\begin{aligned} \checkmark \quad \frac{l_{max}}{15} &\leq h \leq \frac{l_{max}}{10} \\ \checkmark \quad 0,3 h &\leq b \leq 0,5 h \end{aligned}$$

avec : h : Hauteur de la poutre principale

L_{max}: Portée maximale entre nus d'appuis.

$$L_{max} = (720 - 45) = 675 \text{ cm}$$

$$D_{anc} \frac{675}{15} = 45 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq \frac{675}{10} = 67,5 \text{ cm}$$

On adopte une section rectangulaire (b×h) = (30×45) cm²

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/ version 2003 qui sont les suivantes :

- h = 45 cm > 30 cm.... (Vérifiée)
- b = 30 cm > 20 cm..... (Vérifiée)
- h / b = 1,5 < 4..... (Vérifiée)

Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles:

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{l_{max}}{10}$$

Avec :

- h_{ps} : Hauteur de la poutre secondaire
- l_{max}: Portée maximale entre nus d'appui

$$l_{max} = 500 - 45 = 455$$

$$D_{anc} \frac{455}{15} = 30,33 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq \frac{455}{10} = 45,5 \text{ cm}$$

On adopte une section rectangulaire (b×h) = (30×40) cm

Vérification selon le RPA

- h_{ps} = 40 cm > 30 cm.... (Vérifiée)
- b_{ps} = 30 cm > 20 cm..... (Vérifiée)
- h_{ps} / b_{ps} = 1,33 < 4..... (Vérifiée)

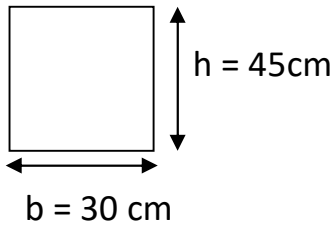


Figure .II.1 : coupe d'une poutre principale

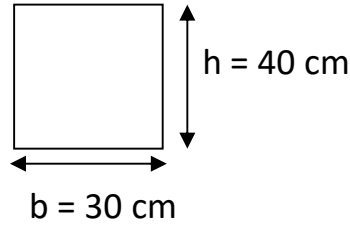


Figure.II. 2 : coupe d'une poutre secondaire

II.2.2. Les éléments non structuraux

II.2.2.1.LES PLANCHER ;

DEFINITION : Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharge qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour notre bâtiment, on utilise deux types de planchers:

- Plancher à corps creux en partie courante;
- Plancher à dalle pleine.

II.2.2.1.1.Plancher à corps creux:

D'après le BAEL (article B.6.8.4.2.4) la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$h \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

h: la hauteur totale du plancher

L_{max} : la plus grande portée entre nus d'appuis selon le sens de la disposition des poutrelles

$L_{max} = 545 - 30 = 515 \text{cm}$ (Voir la figure II.1)

$$H \geq \frac{515}{22.5} = 22,88$$

Donc on adoptera à des planchers a corps creux de $(20+5) = 25 \text{cm}$

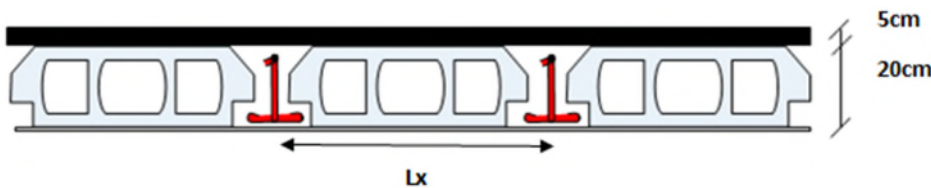


Figure II.3.coupe transversale d'un Plancher à corps creux

II.2.2.1.2. pré dimensionnement Plancher à dalle pleine

Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépend du nombre d'appuis sur lesquelles repose cette dernière.

Leurs dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$p = Lx / LY$$

a) Critère de Résistance :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{lx}{20} \text{ Pour une dalle sur 1 appui avec } lx > 0,4 \\ \frac{lx}{30} \leq e \leq \frac{lx}{35} \text{ Dalle reposant sur 4 ou 2 appuis avec } \rho \leq 0,4 \\ \frac{lx}{45} \leq e \leq \frac{lx}{40} \text{ Dalle reposant sur 4 ou 3 appuis } \rho > 0,4 \end{array} \right.$$

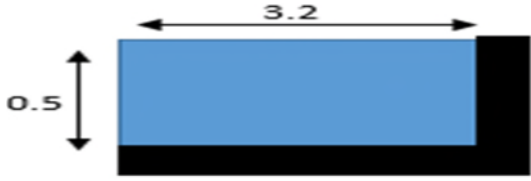
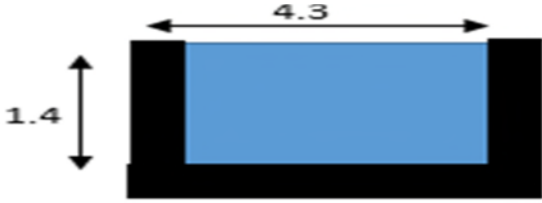
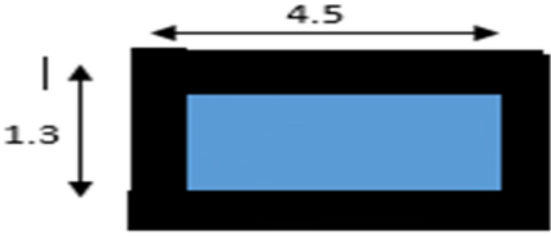
b) Critère de feu :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 07 \text{ cm Pour une heure de coupe-feu} \\ e \geq 11 \text{ cm Pour deux heures de coupe-feu} \end{array} \right.$$

c) Isolation phonique :

$$e \geq 14 \text{ cm}$$

Tableau II.1 : Les différents types des panneaux de dalle pleine

<p>D1</p> <p>Dalle sur 2 appui : 3^{ème} étage</p> <p>$\rho = 0.15$</p> <p>$Lx=0.5 \text{ m } Ly=3.2\text{m}$</p> <p>Elle travaille dans un seul sens</p> <p>$e=2\text{cm}$</p>	
<p>D2</p> <p>Dalle sur 3 appui : 3^{ème} étage</p> <p>$\rho = 0.32$</p> <p>$Lx=1.4 \text{ m } Ly=4.3\text{m}$</p> <p>Elle travaille dans un seul sens</p> <p>$e=4\text{cm}$</p>	
<p>D3</p> <p>Dalle sur 4 appui : 4^{ème} étage</p> <p>$\rho = 0,28 < 0,4$</p> <p>$Lx=1,3\text{m } Ly=4.5\text{m}$</p> <p>Elle travaille dans un seul sens</p> <p>$e=4\text{cm}$</p>	

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant le critère de coupe-feu et l'isolation phonique, donc on adopte une épaisseur : $e=14\text{cm}$ pour les dalles pleines.

II.2.3. Les Poutrelles : Ce sont des petites poutres préfabriquées en béton armé ou coulées sur place formant l'ossature d'un plancher.

Pré dimensionnement des poutrelles :

- Les poutrelles se calculent comme des sections en T.
- La largeur de la table de compression à prendre est définie par :
 $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h \rightarrow b_0 = (0,4 \times 24, 0,8 \times 24) \text{ cm} \quad b_0 = (9,06 \text{ à } 19,2) \text{ cm}$

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

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

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

- $L_y = (210-40 = 170\text{cm})$
- $b_1 \leq \min (53/2 ; 170/10)$
- $b_1 \leq \min (26,5 ; 17)$

➤ $b_1 = 17\text{cm}$

- $b = 2b_1 + b_0$
- $b = 2 \times 17 + 12 = 46$

Soit : $b = 46\text{cm}$

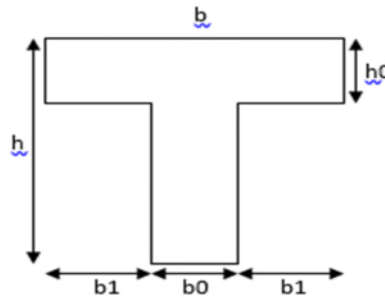


Figure II. 4. Schéma d'un poutrelle

II.2.4.. L'acrotère :

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_b et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p

Hypothèses de calcul :

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l'acrotère sera calculé en flexion composée.

Soit ' S ' la section de l'acrotère :

$S = 60 \times 10 + 7 \times 10 + 3 \times 10 \times 0,5 = 685 \text{ cm}^2$

• Charge permanente :

Poids propre : $G_1 = 25 \times 0,0685 \times 1 = 1,7125 \text{ KN/ml.}$

Donc : $G_t = G_1 + G_2 = 1,7125 + 0,324 = 2,0365 \text{ KN/m.}$

Charge d'exploitation : $Q_1 = 1 \text{ KN/ml.}$

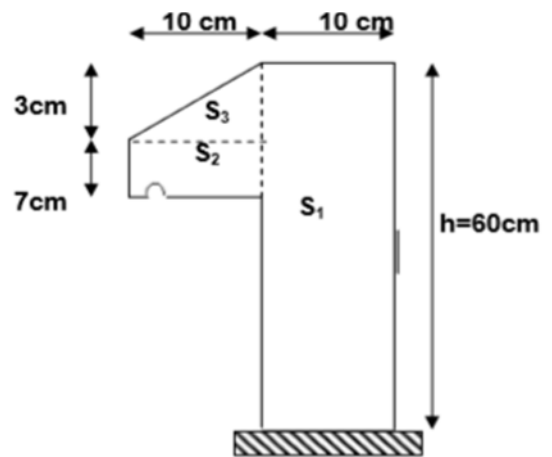


Figure II.5 : schéma d'une acrotère

Tableau II.2 Evaluation des charges de l'acrotère

Désignation des éléments	Epaisseurs(m)	Surface(m ²)	Densité(kn/m ³)	Poids(kn/ml)
Poids propre de l'acrotère	0.1	0.0685	25	1.7125
Enduit ciment intérieur	2	0.01	20	0.2
Enduit ciment extérieur	2	0.01	20	0.2
Charge permanent total	2.11kn/ml	2.11kn/ml	2.11kn/ml	2.11kn/ml
Charge d'exploitation	1kn/ml	1kn/ml	1kn/ml	1kn/ml

II.2.5.: Les voiles

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des Conditions de rigidité aux extrémités.

$$\begin{cases} e \geq 15\text{cm} \\ e \geq h_e/22 \dots\dots\dots\text{RPA (article 7.7 ..1)} \\ L \geq 4 * e \end{cases}$$

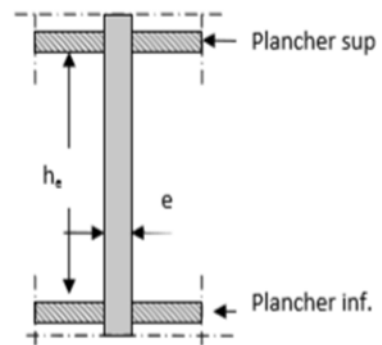


Figure.II.6. :coup de voile en élévation

Pour le RDC et le sous-sol ;

$$h_e=374-45=329\text{cm} \implies e \geq \frac{329}{20} = 16.$$

On adopte : Pour le RDC et le sous-sol l'épaisseur de 17cm. e= 17cm

Pour les étages courants et sous ponté ;

$$h_e=306-45=261\text{cm} \implies e \geq 13.05\text{cm}$$

On adopte:

- Pour les étages courants et le sous-sol l'épaisseur de 15 cm.
- Pour le raison de facilité l'exécutions sur le chantier nous proposons une épaisseur de 20cm (e=20cm) pour tous les niveaux.

II.2.6. : Les escaliers ;

II.2.6.1. Terminologie :

- Lamarche est la partie horizontale, là où l'on marche.
- La contremarche est la partie verticale, contre la marche.
- L'emmarchement est la longueur utile de chaque marche.
- Le giron est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- La paillasse supporte les marches.
- Volée c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

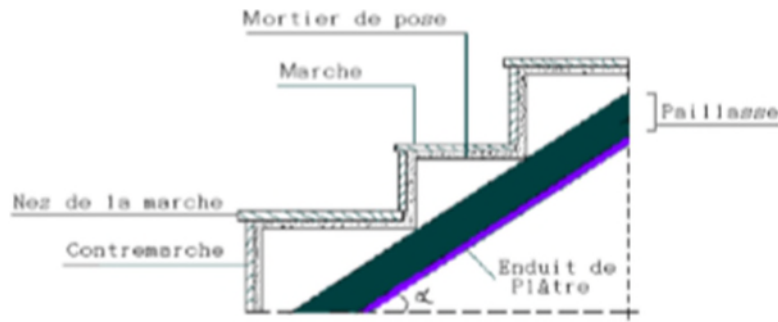


Figure II.7. Illustration d'un escalier

II.2.6.2. Types d'escaliers :

On distingue dans notre projet deux types d'escaliers :

Type1: escalier à deux volées avec un palier de repos (étage RDC).+s-pante+ P^r+2^{em}

Type2 : escalier à 3 volée (étage courant)1 à 7

II.2.6.3. Dimensionnement:

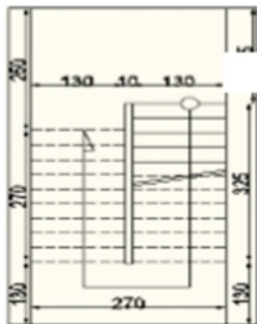
Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm .
- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL: $60 \leq 2h + g \leq 65\text{cm}$

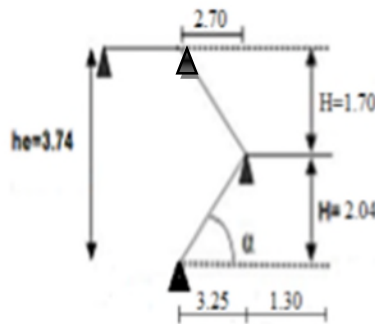
Avec

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} & n: \text{nombre de contre marche} \\ g = \frac{L}{n - 1} & H: \text{hauteur de la volée} \end{cases}$$

L : longueur de la volée.



-Vue en plan



- schéma statique

Figure.II.7.schéma statique d'escalier

➤ Pour RDC :

Hauteur RDC : 3.74 m

Hauteur de la volée 1 (type 1) : 2.04 m.

Le nombre des marches RDC est :

Volée 1 : $n = H/h = 2.04/ 0.17 = 12$ contre marches

donc on aura : $n-1= 11$ marches.

- La hauteur (h) et la largeur (g) des marches :

$$\begin{cases} g = \frac{L0}{n-1} = \frac{325}{11} = 30 \text{ cm} \\ h = \frac{H}{n} = \frac{204}{12} = 17 \text{ cm} \end{cases}$$

Angle de raccordement α : $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L0}\right)=32.11^\circ$

Epaisseur de la paillasse (e):

$$L=L_{pL}+L_V=L_{pL}+\sqrt{L0^2 + H0^2} = 513m$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \implies \frac{513}{30} \leq e \leq \frac{513}{20} \implies e=17.1 \text{ cm}$$

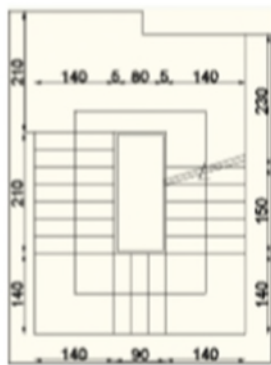
On prend: $e=20\text{cm}$.

Volée 2 : $n-1 = H/h = 10$ contre marche

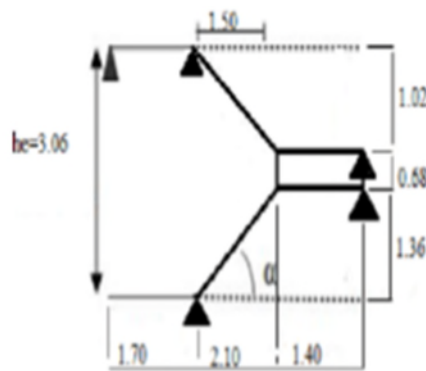
$n=9$ (marche)

Type 2:escalier a trois volés (étage courant)

La hauteur d'étage 3.06m



-Vue en plan



- schéma statique

Figur.II.8.schéma statique d'escalier du type 2

Hauteur de la volée : **1,53 m.**

Le nombre des marches est :

Volée 1: $n = H/h = 136/ 0,17=8$ contre marches. et on aura : $n-1=7$ marches

-La hauteur (h) et la largeur (g) des marches :

$$\begin{cases} g = \frac{l0}{n-1} = \frac{210}{7} = 30 \\ h = \frac{H}{n} = \frac{136}{8} = 17 \end{cases} \quad g=30\text{cm} \quad \text{et} \quad h=17\text{cm}$$

$60 \text{ cm} \leq g + 2.h = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$; la formule de « BLONDEL » est vérifiée .

➤ **Epaisseur de la paillasse :**

.angle de raccordement α : $\alpha = \tan^{-1}(H/10)=\tan^{-1}(136/210)$

$$\alpha = 32.92^\circ$$

$$L=l_p+l_v=3.9$$

$$390/30=13 \leq e \leq 390/20=19.9$$

On fixe : $e = 15 \text{ cm}$

Volée 3: $n = H/h = 102/ 0,17=6$ contre marches.

donc on aura : $n-1=5$ marches

-La hauteur (h) et la largeur (g) des marches :

$$\begin{cases} g = \frac{l_0}{n-1} = \frac{150}{5} = 30 \\ h = \frac{H}{n} = \frac{102}{6} = 17 \end{cases} \quad g=30\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{et } h=17\text{cm}$$

$60 \text{ cm} \leq g + 2.h = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$; la formule de « BLONDEL » est vérifiée .

➤ **Epaisseur de la paillasse :**

.angle de raccordement α : $\alpha = \tan^{-1}(H/10)=\tan^{-1}(102/150)$

$$\alpha = 34.2^\circ$$

$$L=l_p+l_v=3.21$$

$$\frac{321}{30} = 10.7 \leq e \leq \frac{321}{20} = 16.55$$

On fixe : $e = 15 \text{ cm}$

□□ Volée 2: $n = H/h = 0.68/0.17=4$ contre marches.

donc on aura : $n-1=3$ marches

-La hauteur (h) et la largeur (g) des marches :

$$\begin{cases} g = \frac{l_0}{n-1} = \frac{90}{3} = 30 \\ h = \frac{H}{n} = \frac{68}{4} = 17 \end{cases} \quad g=30\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{et } h=17\text{cm}$$

$60 \text{ cm} \leq g + 2.h = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$; la formule de « BLONDEL » est vérifiée .

➤ **Epaisseur de la paillasse :**

.angle de raccordement α : $\alpha = \tan^{-1}(H/10)=\tan^{-1}(68/90)$

$$\alpha = 37.07^\circ$$

$$L=l_p+l_v=3.92$$

$$\frac{392}{30} = 13 \leq e \leq \frac{392}{20} = 19.6$$

On fixe : $e = 15 \text{ cm}$

II.3.Evaluation des charges et des surcharges

➤ Plancher à corps creux

Tableau .II.3: Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible :

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	PoidsG(KN/m ²)
Gravions roulé de protection	20	0,04	0,80
Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Forme de pente	22	0,1	2,20
Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
Plancher à corps creux (20+5)	/	0,25	3,2

Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente totale			G = 6,53
Charge d'exploitation Q			1

Tableau. II.4.: Evaluation des charges du plancher étage courant (habitations, commerciales)

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	PoidsG(KN/m ²)
Cloison de séparation	/	/	1,00
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Plancher à corps creux (20+4)	/	0,24	3,2
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Charge permanente totale G			5,56
Charge d'exploitation Q (habitation)			1,5
Q étage service			2.5
Charge d'exploitation Q (usage commerciales)			5

➤ Plancher à dalles pleines :

Tableau.II.5.Évaluation des charges dans le plancher étage courant à dalle pleine(balcon)

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	PoidsG(KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,1	0,36
Plancher à dalle pleine	25	0,14	3,5
Enduit de ciment	20	0,02	0,40
Cloisons de séparation	/	0,1	1
Charge permanente totale			G = 6,06
Charge d'exploitation			3.5

Tableau. II.6. Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible à dalle pleine

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	PoidsG(KN/m ²)
Gravions roulé de protection	20	0,04	0,80
Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Forme de pente	22	0,1	2,20
Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
Plancher à dalle pleine	25	0,14	3,5
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente totale			G = 6,83
Charge d'exploitation Q			1

Tableau. II.7. Evaluation des charges du balcon (étage courant) .

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	PoidsG(KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Plancher dalle pleine	25	0,12	3,00
Enduit en ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente totale			G = 4,43
Charge d'exploitation			3,5

Évaluation des charges sur l'escalier

Tableau .II.8. Evaluation des charges du palier

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	PoidsG(KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle en béton armée	25	0,20	5

Enduit en ciment	20	0,02	0,40
Charge permanente totale			G = 6,56
Charge d'exploitation			2,5

Tableau .II.9. Évaluation des charges sur la volée.(volée 1 du RDC)

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	PoidsG(KN/m ²)
Carrelage horizontale	22	0,02	0,44
Carrelage verticale	22	/	0,22
mortier de pose horizontale	20	0,02	0,40
mortier de pose verticale	20	/	0,22
Paillasse	25	0,2 /cos 30,83	6.24
marche	22	h/2	1,87
Enduis de ciment	20	0,02 /cos 30.83	0,49
Charge permanente totale	9,84		
Charge d'exploitation	2,5		

Tableau .II.10. Évaluation des charges sur les murs extérieure

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	PoidsG(KN/m ²)
Brique creuse de l'extérieur	/	0,15	1,3
Brique creuse de l'intérieure	/	0,10	0,9
Enduit extérieur en ciment	20	0,02	0,4
Enduit intérieur en plâtre	10	0,015	0,15
Lame d'aire	/	0,05	/
Charge permanente totale	G=2,75		

II .4. : Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, les dimensions des poteaux sont déterminés par la descente des charges de poteau le plus chargé.

Selon le RPA99 (version2003), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

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

✓ **Condition RPA :**

- $\min (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$
- $\min (b_1, h_1) \geq$
- $0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Tel que : h : Hauteur libre d'étage.

he= 3.34m Pour le RDC et sous-sol

he= 2,66m Pour l'étage courante et sous ponté

On adopte préalablement la section des poteaux (b1×h1) comme indique le tableau suivant :

Tableau. II.11.sections des poteaux choisit préalablement

Niveaux	Section(b,h)cm ²
RDC et sous-sol	45*50
Sous pente+1 ^{er} etege+2 ^{eme} etage	40*45
3 ^{eme} +4+5 ^{eme} etage	35*40
6 ^{eme} +7 ^{eme} etage	30*35

Descente de charge

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément porteur de la structure la charge qui lui supporte au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation, et pour pouvoir pré dimensionner ces éléments. Pour notre cas on va choisi 2 poteaux

Poteau 1 : poteau supporte des travées max.

Poteau 2 : Poteau appartient à la cage d'escalier.

G : Charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

Evaluation des charges

✓ **Charge permanente**

$$G_{\text{plancher}} = G * S$$

$$G_{\text{poutre}} = (h_{\text{poutre}} * b_{\text{poutre}} * \rho) * l_{\text{poutre}}$$

$$G_{\text{poteau}} = (h_{\text{poteau}} * b_{\text{poteau}} * \rho) * l_{\text{poteau}}$$

✓ **Charge d'exploitation**

Loi de dégression des charges :(D.T.RB.C.2.2ART 6.3) :

Soit Q₀ la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment .Q₁, Q₂.... Q_n Sont les charges d'exploitation respectives des planchers d'étages **1,2.....,n**, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

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

- ✓ Sous la terrasseQ.
- ✓ Sous le dernier étage.....Q₀+Q₁.
- ✓ Sous l'étage immédiatement inférieur.....Q₀+0.95*(Q₁+Q₂).
- ✓ Sous l'étage immédiatement inférieur.....Q₀+0.90*(Q₁+Q₂+Q₃).
- ✓ Pour n≥5.....Q₀+(3+n/(2n))+(Q₁+Q₂+Q₃)

Calcule la charge revenante au poteau P1

Calcule des surfaces afférentes.

- A) Pour les charges Permanente:
- S₁=S₂=(1.5*2.15)*2=6.45m²
 - S_{DP}=1.85*1.5=2.77m²
 - S_{volle}=1.5*1.85=2.77m²

- B) pour la charge d'exploitation :
- S_{aff}=S(blanche)+S(poutre)+S_{dp}
 - S=11.32m²
 - s'=(1,5+1,5)*(2,15+1,85)=7m²

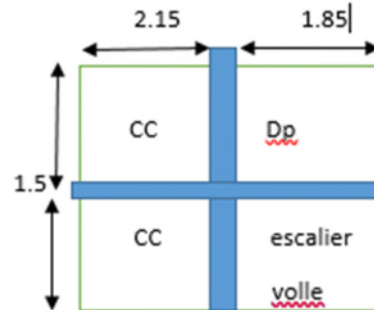


figure II.9..Poteau associé à la cage d'escalier

Les charges et surcharges

- ✓ terrasse inaccessible
- G=6,53*2.77=18.08kn
- Q= 1 *2.77=2.77 KN
- ✓ Plancher terrasse inaccessible
- G_{cc}=6.56*6.45=42.11KN
- G_{Dp}=2.77*6.06=16.78KN
- Q=1*11.32=11.32KN
- ✓ Escalier
- G_{volle}=2.77*9.8cos36.86=34.06KN
- Q_{volle}=2.77*2.5/cos36.86=8.65KN
- ✓ Plancher étage d'habitation
- G_{CC}=5,56*6.45=35.86 KN
- G_{dp}=2.77*6.06=16.78KN
- Q= 1 ,5* 11.32=16.98 KN
- ✓ Plancher de service
- G_{cc}=35.86KN
- G_{DP}=16.78KN
- Q=2.5*11.32=28.3KN
- ✓ Plancher RDC et sous sol
- G=35.86KN
- G_{dp}=16.78KN
- Q=5*11.32=56.6KN

• Poids des poutres

GPP = γ* VPP d'ou GPP =25*(LPP*b*h)
 GPP =25*(0.35*0.45*4) = 15.75KN

GPS =25*(LPS*b*h) d'ou GPS =25*(3*0.3*0.4)=9KN

Avec : LPP = longueur de la poutre principale

LPS=longueur de la poutre secondaire

Remarque : pour le plancher sous sol on a des poutres paliers en plus , de section (30*30)cm²
 $G_{ppalier}=25*(L_{ppalier}*b*h)=25(3.7*0,3*0,3)=8.32 \text{ KN}$

- **Poids des poteaux $G= S*hp$**

Avec $\left\{ \begin{array}{l} S : \text{la surface de poteau } (b*h) \\ hp : \text{hauteur d'étage} \end{array} \right.$

Tableau. II.12. Poids propre des poteaux

Etage	RDC +sous-sol	1 ^{er} et2 ^{eme} +sous pont	3 ^{eme} +4 ^{eme} +5 ^{eme}	6 ^{eme} +7 ^{eme}
Section(m ²)	45*50	40*45	35*40	30*35
Hauteur(m)	3.74	3.06	3.06	3.06
Poids(kn)	21.04	13.77	10.71	8.03

Les résultats de la descente de charge pour le poteau P1 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. II .13 . Descente de charge pour le poteau P1.

Ni	élément	G(KN)	Q(KN)
N1 (Terrasse inaccessible)	• Terrasse	58.89	14.1
	• Poutre	24.75	
	• Poteau	8.03	
	• Escalier	34.06	
	• Vannent du cage escaier	18.08	
	Vannent de N1	143.81	
N2 7 ^{em}	• escalier	34.06	35.25
	• Poutre	24.75	
	• Poteau	8.03	
	• Cc	35.86	
	• DP	16.78	
	Vannent de N2	263.29	
N3 6 ^{em}	• escalier	34.06	67.68
	• Poutre	24.75	
	• Poteau	10.71	
	• Cc	35.86	
	• DP	16.78	
	Vannent de N3	385.45	
N4 5 ^{em}	• escalier	34.06	83.9
	• Poutre	24.75	
	• Poteau	10.71	
	• Cc	35.86	
	• Dp	16.78	

	Vannent de N4	507.61	
N5 4 ^{em}	<ul style="list-style-type: none"> • escalier • Poutre • Poteau • Cc • Dp 	34.06 24.75 10.71 35.86 16.78	86.01
	Vannent de N5	629.77	
N6 2 ^{em}	<ul style="list-style-type: none"> • escalier • Poutre • Poteau • Cc • Dp 	34.06 24.75 13.77 35.86 16.78	118.55
	Vannent de N6	754.99	
N7 1 ^{er}	<ul style="list-style-type: none"> • escalier • Poutre • Poteau • Cc • Dp 	34.06 24.75 13.77 35.86 16.78	146.505
	Vannent de N7	880.21	
N8 s-pante	<ul style="list-style-type: none"> • Plancher • Poutre • Poteau • Cc • Dp 	34.06 24.75 13.77 35.86 16.78	173.03
	Vannent de N8	1005.43	
N9 RDC	<ul style="list-style-type: none"> • cc • Poutre • Poteau • Dp 	35.86 24.75 21.04 16.78	215.48
	Vannent de N9	1103.86	
N10 s-sol	<ul style="list-style-type: none"> • cc • Poutre • Poteau • Dp 	35.86 24.75 21.04 16.78	232.94
	Vannent de N10	1202.29	232.94

Calcule la charge revenante au poteau P2 :

D'après les calculs on a trouvee

$G=1306.3\text{KN}$

$Q=300.13\text{KN}$

Donc le poteau le plus sollicité et **P2**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(1306.3) + 1.5(300.13)$$

$$N_u = 2213.54 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_u à 15%, telle que : $N_U = 1.1 (1.35G + 1.5Q)$

$$N_u = 1.1 * 2213.54 = 2478.85 \text{ Kn}$$

Les vérifications

Vérification des conditions de coffrage :

Selon le RPA 99 version 2003 article 7.4.1, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Pour la zone IIa
 - $\text{Min}(a,b) = \text{min}(35,30) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ Vérifier.
 - $\text{Min}(a,b) = \text{min}(35,30) = 30 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{374}{20} = 18,7 \text{ cm}$Vérifier .
 - $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4$Vérifier.

❖ **Vérifications a la compression simple du poteau le plus sollicité P2**

$$\frac{N_u}{b} \leq \bar{\sigma}$$

6bc: Limite de compression du béton à L'E.L.U

$$6bc = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

Tableau .II.14. Vérification de la contrainte de compression du béton

Niveaux	Nu	sections	Condition $B_{choi} > B_{calcule}$		observation
			B_{choi}	$B_{calcule}$	
Sous sol,RDC	2434.85	50*45	0.225	0,171	Vérifiée
Etages 1:2+sous pont	1848.67	45*40	0.18	0,13	Vérifiée
Etages 3:4 :5	1144.13	40*35	0.14	0,08	Vérifiée
Etage 6 :7	456.45	35*30	0.105	0 ,32	Vérifiée

Conclusion : les sections des poteaux qui on a choisit résiste a la comprissions simple.

❖ **Vérefication au flambement**

$$N_u \leq \bar{N}_u \alpha * \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right]$$

D'après le BAEL 91 en doit vérifier : $B_{rcalculer} \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{100 * \gamma_s} \right]}$

Vérification de poteau de sous sol

$$L_f = 0,7 * l_0 = 0,7 * 3.74 = 2,618 \text{ m}$$

$$B = 0,5 * 0.45 = 0,2250 \text{ m}^2$$

$$I=0,45*0,5^3 /12=0,00468m^4$$

$$i= \sqrt{(0,00468/0,2250)} = 0,144m$$

$$\lambda= 2,618/0,144 = 18.18 \implies \alpha=0,80$$

$$B_{rcalculer}=0,114m^2$$

$$B_r=(0,5-0,02)*(0,45-0,02)=0,2064m^2$$

Donc on a $B_r > B_{rcalculer} \rightarrow$ le poteau ne risque pas de flamber

Tableau. II.15. Vérification au flambement

Niveaux	Nu	sections	Condition $B_{choi} > B_{calculer}$		observation
			B_{choi}	$B_{calculer}$	
Sous sol,RDC	2434.85	50*45	0.114	0,171	Vérifiée
Etages 1:2+sous pont	1848.67	45*40	0.086	0,13	Vérifiée
Etages 3:4 :5	1144.13	40*35	0.053	0,08	Vérifiée
Etage 6 :7	456.45	35*30	0.021	0 ,32	Vérifiée

Analyse les résultats: Pas de risque de flambement avec les sections choisies.

Conclusion : Après nous avoir fini le pré-dimensionnement des éléments secondaires et les éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons résumé les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II.16. Récapitulation du pré dimensionnement pour tous les éléments.

Éléments secondaires	
Plancher CC	e=25cm
Plancher DP	e=14 cm
Escalier	e=20 cm
Acrotère	G = 2.11 KN/m ² Q = 1KN
éléments structuraux	
poutres principales	(30×45) cm ²
Poutre secondaire	(30×40) cm ²
voile	e=20cm

Poteaux	Sous sol, RDC (50*45) cm ²
	1, 2 étages et sous ponton (45*40) cm ²
	3,4,5 étages (40*35) cm ²
	6,7 étages (35*30) cm ²

II.5. Etude des éléments secondaires

Introduction :

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires suivants:

- ✓ les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine) .
- ✓ les escaliers.
- ✓ l'acrotère .
- ✓ l'ascenseur .

II .5.1. les Planchers :

✓ **Planchers a corps creux**

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression prend appui sur des poutrelles. il est généralement utilisé dans les bâtiments courant (à faible surcharge d'exploitation ≤ 5 KN/m²), et présente une bonne isolation thermique et phonique.

II.5.1. Etude des poutrelles:

Les poutrelles se calculent à la flexion simple, sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

II.5.1.1 Méthodes de calcul des poutrelles :

a) Méthode forfaitaire : Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes

- 1) Plancher à une surcharge modérée $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales les mêmes dans les différentes travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier : $0,8 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1.25$
- 4) Fissuration peu nuisible.

✓ **Application de la méthode :**

Tableau II 17 : condition d'application du méthode forfaitaire

Moment en travée	Moment sur appui intermédiaire	Moment sur appui de rive
$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max}(1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0)$	0,6M ₀ pour poutre a 2 travée	0,15M ₀

$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha)M_0$ pour travée de intemdr $M_t \geq (1 + 0,3\alpha)M_0$ pour travée de rive	0,5M ₀ pour poutre plus de 2 travée et appui voisin de rive 0,4 pour poutre plus de 3 travée
---	--

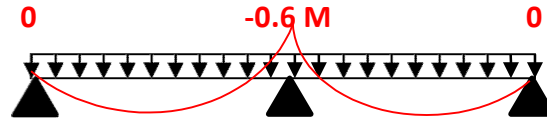


Figure. II.10. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

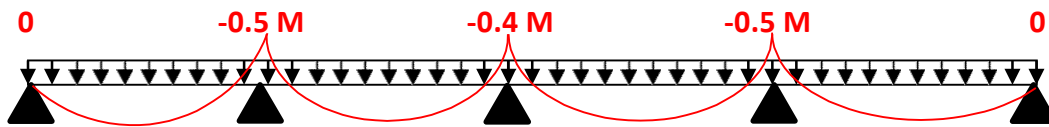


Figure. II.11. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées. $\alpha = Q / (G+Q)$

✓ **Evaluation de l'effort tranchant:**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

- ✓ 15% si c'est une poutre à deux travées.
- ✓ 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

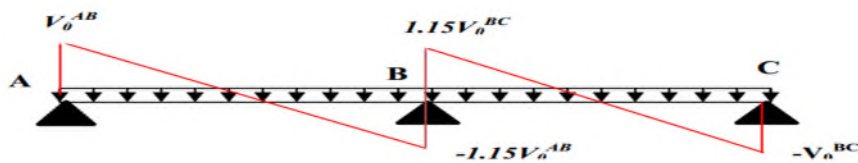


Figure II.12.: Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées

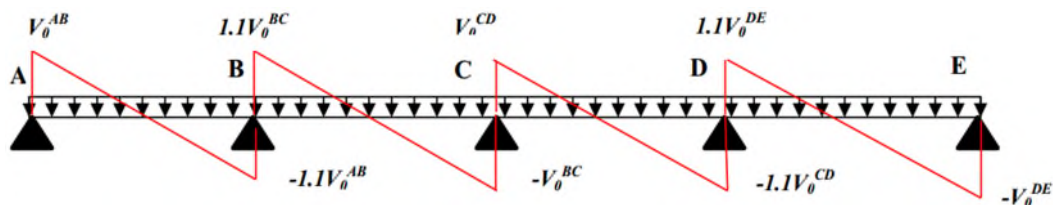


Figure. II.13. diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :

Elle est appliquée essentiellement aux planchers à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5(\text{KN/m}^2))$).

Le principe est basée sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation de moment d’inerties d’une poutre à une autre dus à la variation de la largeur de la table de compression (b) qui dépend de (Ly) de chaque travée.
- ✓ L’amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

• **Calcul des moments :**

a) Moment en travée :

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

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

$$x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

b).En appuis :

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \text{ (BAEL. Art. L.III,3)}$$

Tel que:

- ✓ L'_g et L'_d : Longueurs fictives.
- ✓ q_g et q_d : Des charges réparties sur les 2 travées encadrant l’appui considère

$$L = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

• **L’effort tranchant :**

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

$$V = V_0 - \frac{Mg - Md}{L}$$

II.5.1.2.Les différents types de poutrelles

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères suivants :

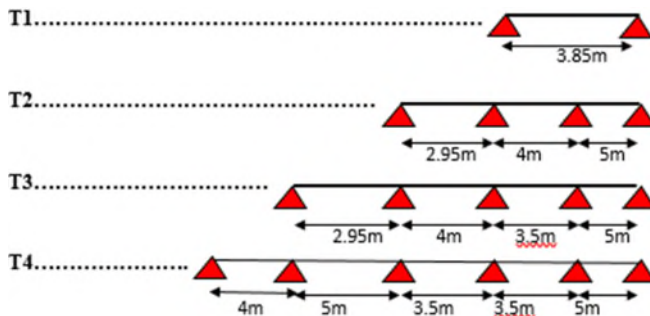
- le critère de la plus petite portée.
- le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Dans notre cas, les poutrelles sont disposées selon le premier critère comme suite:

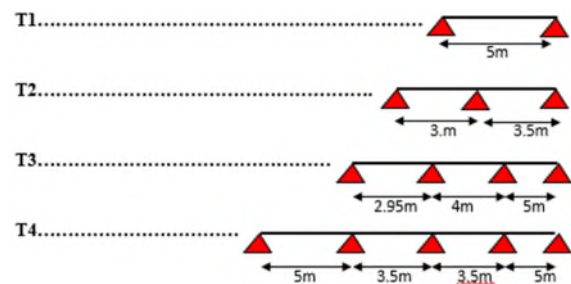


Figure II.14. Plan de disposition des poutrelles.

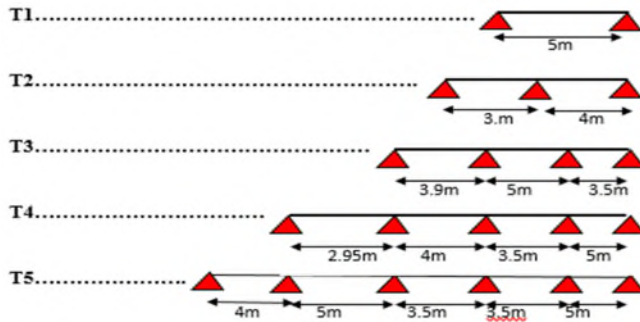
Plancher terrasse inaccessible ($Q=1\text{KN/M}^2$ et $G=6,53\text{KN/M}^2$)



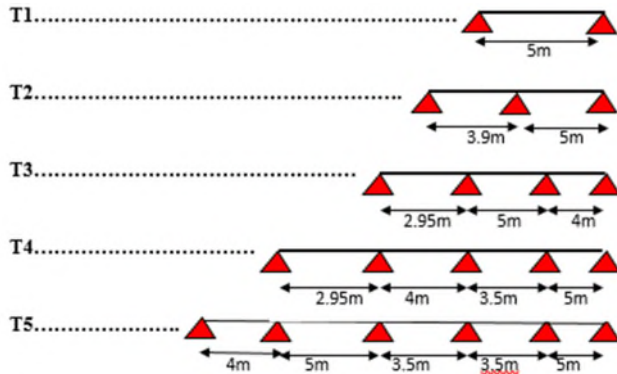
Plancher étages d'habitations ($Q=1,5\text{KN/M}^2$ et $G=5,56\text{KN/M}^2$)



Plancher de RDC (usage commerciale avec $Q=5\text{KN/M}^2$ et $G=5,56\text{KN/M}^2$)



Plancher de service(Q=2,5KN/M²)



II.5.1.3.Calcul des sollicitations

A l'ELU $q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow P_u = 0.65 * q_u$

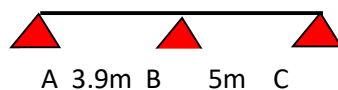
A l'ELS $q_s = G + Q \rightarrow P_s = 0.65 * q_s$

Tableau.II.18.Combinaisons d'action.

Designation	G(KN/m ²)	Q(KN/m)	q _u (KN/m)	q _s (KN/m)	P _u (KN/m)	P _s (KN/ml)
Terrasse Inaccessible	6.53	1	10.31	7.53	6.705	4.89
Etage courante	5.56	1.5	9.76	7.06	6.34	4.59
Etage RDC (commerciale)	5.56	5	15	10.56	9.75	6.86
Etage sevice(1+2+sous pante)	5.56	2.5	11.25	8.06	7.26	5.23

Application de la méthode Caquot

- Calcul de la poutrelle type 3 (plancher de service)



- Vérification des conditions d'application de la méthode caquot

- 1) $Q \leq \text{Min} (2 \times 5.56, 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$ vérifié
- 2) $I = \text{constant}$ Vérifié
- 3) $l_i / l_{i+1} = 3.9/5 = 0.78$ non compris entre 0.8 et 1.2.....Non Vérifié

4)F.P.N Vérifié

La 3^{em} condition non vérifié donc on applique la méthode de Caquot

- $q_u = 11.25 \text{ (KN/m}^2\text{)}$ $P_u = 8.06 \text{ (KN/ml)}$
- $q_s = 7.26 \text{ KN/m}^2$ $P_s = 5.23 \text{ (KN/ml)}$
- $G' = 2 / 3 * G$
- $q_{u'} = 8.75 \text{ (KN/m}^2\text{)}$ $P_{u'} = 5.69 \text{ (KN/ml)}$
- $q_{s'} = 6.2 \text{ (KN/m}^2\text{)}$ $P_{s'} = 4.03 \text{ (KN/ml)}$ } Pour calcule les moments aux appuis

Le moment aux appuis :

- Appuis A,C

ELU : $M_A = M_C = -0,15 * \max(M^1_0, M^2_0) = 2.66 \text{ KN} * \text{m}$

ELS : $M_A = M_C = -0,15 * \max(M^1_0, M^2_0) = 1,88 \text{ KN} * \text{m}$

- Appuis B

ELU : $M_b = \frac{qg \times l' d^3 + qd \times l' d^3}{8,5 \times (l' g + l' d)} = \frac{(5.69 \times 3.9^3 + 5.69 \times 5^3)}{8,5 \times (3.9 + 5)} = -13.86 \text{ kn.m}$

ELS : $M_b = \frac{qg \times l' d^3 + qd \times l' d^3}{8,5 \times (l' g + l' d)} = \frac{(4.03 \times 3.9^3 + 4.03 \times 5^3)}{8,5 \times (3.9 + 5)} = -9.82 \text{ kn.m}$

Moment en travée

- Travée AB

$M_t(x) = M_0(x) + Mg(1 - \frac{x}{L}) + Md(x/L)$

$M_t(x) = (p_u * x/2) * (L1 - x) + M_b(x/L1)$

$X = \frac{L1}{2} + \frac{MB}{P_u * L1} = \frac{3.9}{2} + \frac{(-13,86)}{5.69 * 3.9} = 1.46 \text{ m}$

$M_t = (5.69 \times \frac{1.46}{2}) \times (3.9 - 1.46) - 13,86 (\frac{1.46}{3.9}) = 7.84 \text{ kn.m}$

- Travée BC ; X=2 m

$M_t(x) = 16.45 \text{ KN} * \text{m}$

Evaluation de l'effort tranchant

$V = V_0 - \frac{Mg - Md}{L}$

- Travée AB

$V_A = P_u * L1 / 2 - \frac{MA - MB}{L} = 5.69 * 3.9 / 2 - (\frac{-13,86}{3.9}) = 10.71 \text{ KN}$ et $V_B = -21.06 \text{ KN}$

- Travée BC

$V_B = 21.06 \text{ KN}$ et $V_C = -15.51 \text{ KN}$

Tableau.II.19. Les résultats des calculs pour tous les étages a l'ELU et a l'ELS

Plancher	Types de poutrelles	ELU				ELS		
		M_t^{\max} (KN.m)	M_a^{\max} (KN.m)		V^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	M_a^{\max} (KN.m)	
			Rive	Inter			Rive	Inter
(commerciale)	Type1	30	-7.03	0	24.37	21.43	-4.95	0
	Type2	16.42	-4.5	-11.7	22.43	11.55	-3.16	-8.23

	Type3	16.2	-7.04	-14.9	24.67	11.52	-4.95	-10.4
	Type4	22.13	-7.03	-18	27.98	15.63	-4.96	-12.5
	Type5	22.14	-4.27	-18.1	27.99	15.63	-3.01	-12.6
Courant (habitation)	Type1	19.81	-4.57	0	15.85	14.34	-3.3	0
	Type2	7.41	-2.24	-5.82	12.76	5.36	-1.62	-4.21
	Type3	14.83	-4.53	-10.7	-17.98	10.76	-3.3	-7.67
	Type4	14.93	-4.5	-10.4	17.94	10.83	-3.3	-10.5
Terrasse inaccessible	Type1	12.41	-2.86	0	12.89	9.06	-2.09	0
	Type2	10.05	-3.09	-8.04	-15.42	7.34	-2.25	-5.87
	Type3	15.87	-4.83	-10.8	18.93	11.61	-3.53	-7.87
	Type4	15.97	-4.84	-10.6	18.88	11.68	-3.53	-7.71
	Type5	15.98	-4.83	-10.63	11.89	11.69	-3.52	-7.72
Service	Type1	22.68	-5.27	0	18.15	16.34	-3.77	0
	Type2	6.45	-5.27	-13.86	21.06	11.82	-3.76	-9.88
	Type3	13.2	-3.67	-10.71	-18.7	9.52	-2.41	-9.59
	Type4	16.99	-5.27	-12.61	20.81	12.20	-3.77	-8.94
	Type5	16.99	-5.27	-12.62	20.83	12.22	-3.79	-8.96

II .5.1.4.Ferraillage des poutrelles

- Exemple de calcul étage courant

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple avec les sollicitations maximales

$$M_{max} = 19,81 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{a\text{ inte}} = -10.7 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$V_{max} = 17.98 \text{ KN}$$

- Les armatures longitudinales

- ❖ En travée

$$M_u = 0,01981 \text{ MN}\cdot\text{m}$$

Moment équilibré par la table M_{tu}

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

Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).

Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

$$M_{tu} = 14,2 * 0.65 * 0.04 * (0.22 - \frac{0.04}{2}) = 0,07384 \text{ Mn.m}$$

$M_u \leq M_{tu}$ On calcule une section rectangulaire (0,65×0,24) m

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,01981}{0,65 * 0,22^2 * 14,20} = 0,044$$

$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow$ pivot A ($A' = 0$) $\epsilon_{st} = 10\text{‰} \rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ Mpa}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0.056$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.22(1 - 0.4 * 0.056) = 0.215 \text{ m.}$$

$$A = \frac{Mu}{z * f_{st}} = \frac{0,01981}{0,22 * 348} = 2,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = (0.23 * b * d * \xi * f_{t28}) / f_e = (0,23 * 0,65 * 0,22 * 2,1) / 400 = 1,726 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{min} \rightarrow \text{on prend : } A = 1\text{HA}12 + 2\text{HA}10 = 2,7 \text{ cm}^2$$

❖ **Appuis intermédiaires**

$$M_{tmax} = -0,0107 \text{ MN}$$

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 * h$).

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,0107}{0,12 * 0,22^2 * 14,22} = 0,129$$

$$\mu_{bu} < 0,186$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0.173$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.22(1 - 0.4 * 0.232) = 0.204 \text{ m.}$$

$$A = \frac{Ma}{z * f_{st}} = \frac{0,0107}{0,22 * 348} = 1,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = (0.23 * b_0 * d * \xi * f_{t28}) / f_e = (0,23 * 0,12 * 0,22 * 2,1) / 400 = 0,318 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{min} \rightarrow \text{on prend : } A = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

- Appuis de rive :(calcul forfaitaire).

$$\left\{ \begin{matrix} M_{ap.int} \rightarrow A_{ap.int} \\ M_{ap.rive} \rightarrow A_{ap.rive} \end{matrix} \right\} \rightarrow A_{ap.rive} = \frac{M_{ap.rive} * A_{ap.int}}{M_{ap.int}} = \frac{4.5 * 10^{-3} * 1.39 * 10^{-4}}{10.7 * 10^{-3}} = 0.593 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On choisit } A_{ap.rive} = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2.$$

- On choisi un étrier $\Phi 6$ $A_t = 0,57 \text{ cm}^2$ Choix des armatures transversales
- Calcul de l'espace St

$$St1 \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(0.9 * 22, 40\text{cm}) = 19,80 \text{ cm}$$

$$St2 \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * b_0} = 47,5 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } St \leq \min(St1, St2) = 19,44 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } St = 15 \text{ cm}$$

II.5.1.5. Vérifications à ELU

1) Vérification au cisaillement

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{0,01798}{0,12 * 0,22} = 0,681 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\tau_{bu}^- = \min[0.2 * f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{MPa}] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_{bu} < \tau_{bu}^- \text{ pas le risque de cisaillement}$$

Commentaire : pas le risque de cisaillement

2) Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure

$$\tau_u = \frac{b_1 \cdot V_u}{0,9 \cdot d \cdot b \cdot h_0} \text{ avec } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 0,265 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{0,265 \cdot 0,01798}{0,9 \cdot 0,22 \cdot 0,65 \cdot 0,04} = 0,925 \text{ MPA} \leq 3,33 \text{ MPA}$$

Commentaire : Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement.

3) Vitrification de l'effort tranchant dans le béton .

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \frac{0,8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 \cdot V_u}{a \cdot b_0} \end{array} \right. \Rightarrow \boxed{V_u \leq 0,267 a b_0 f_{c28}}$$

$$a = \min[0,9 d, \text{largeur de l'appui} - 4 \text{ cm}]$$

A.N : $a = \min[19,8 \text{ cm} , 26 \text{ cm}] = 19,8 \text{ cm}.$

$$V_u = 13,33 \text{ KN} \leq 158,598 \text{ KN}$$

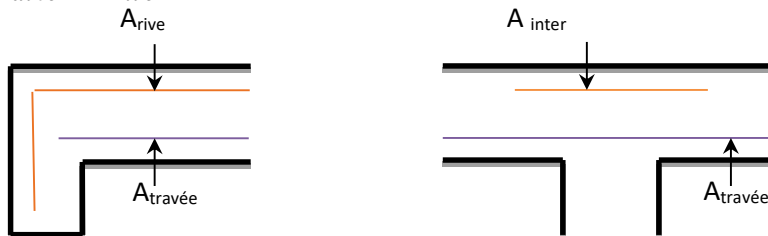
Commentaire : pas de risque de l'effort tranchant sur le béton

4) Vérification des armatures longitudinale « A_l » vis-à-vis des l'effort tranchant :

- **Appuis de rive**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e}$$

$$A_l = A_{travée} + A_{rive} = 2,7 + 0,79 = 3,49 \text{ cm}^2.$$



$$A_l = 3,49 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} * 17,98 * 10^{-3} = 0,51 \text{ cm}^2$$

- **Appuis intermédiaires**

Aucune vérification à faire au niveau de l'appuis intermédiaire, car, l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.

Commentaire : Pas risque de cisaillement des armatures longitudinale par l'effort tranchant.

II5.1.6. Vérification à l'ELS

1) Etat limite d'ouverture des fissures

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

2) Etat limite de compression du béton.

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

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

- En travée

$$M_{ser} = 14,34 \text{ KN.m}; A = 2,7 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0,65 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 2,7 \times 10^{-4} \times (0,22 - 0,04)$$

$\Rightarrow H = -2,09 \times 10^{-4} \text{ cm}^3 < 0$ L'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera en section en Te.

Calcul de y :

$$0,6 \times y^2 + [(0,65 - 0,12) \times 0,04 + 15 \times 2,7 \times 10^{-4}] \times y - [(0,65 - 0,12) \times \frac{0,04^2}{2} + 15 \times 2,7 \times 10^{-4} \times 0,22] = 0$$

$$\Rightarrow y = 4,68 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{65 \times (4,68)^3}{3} - \frac{(65 - 12)}{3} \times (4,68 - 4)^3 + 15 \times 2,7 \times (22 - 4,68)^2 \Rightarrow I = 14364,63 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{14,34}{14364,63} \times 4,68 \times 10^3 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 4,671 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- En appuis
✓ Appuis intermédiaires

$$M_{ser} = -10,5 \text{ KN.m}; A = 1,92 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0,65 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 1,92 \times 10^{-4} \times (0,22 - 0,04)$$

$\Rightarrow H = 1,6 \times 10^{-6} \text{ cm}^3 > 0$ L'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera en section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3,994 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 10718 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 3,9 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

- ✓ Appuis de rive

$$M_{ser} = -3,3 \text{ KN.m}; A = 0,57 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$A' = 0 \Rightarrow H = 3.66 \times 10^{-4} \text{cm}$ L'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera en section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 1.69 \text{cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 1949.19 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{2,6 \times 3,99 \times 10^3}{10718} = 2.86 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

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 : $\frac{h}{l} = \frac{24}{500} = 0.048 < \frac{1}{16} = 0,0625$ 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 Supérieur à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0,5 = \frac{500}{1000} + 0,5 = 1 \text{cm}$

• **Evaluation des moments en travée**

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

$$q_{jser} = 0.65 \times 3,2 = 2,08 \text{KN/m}$$

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

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5,56 = 3,614 \text{KN/m}$$

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

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65(5,56 + 1,5) = 4,589 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{2.08 \times 5^2}{8} = 4.875 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3,614 \times 5^2}{8} = 8.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.589 \times 5^2}{8} = 10.99 \text{ KN.m}$$

• Propriété de la section

Position de l'axe neutre

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{12 \times \frac{24^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15(2.7 \times 22)}{12 \times 24 + (65 - 12)4 + 40,5}$$

$$\Rightarrow y_G = 2,496 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie de la section homogène I₀

I₀ = 35046 cm⁴..... (Moment d'inertie de la section totale(acier+béton))

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.14}{12 \times 22} = 0.011$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{12}{65}) \times 0.011} = 3.45 \text{déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.4 \times 3.45 = 1.38 \text{ Coefficient de déformation différée.}$$

Constraints(σ_s):

$$y = 4.96 \text{ cm}; \quad I_0 = 35046 \text{ cm}^4; \quad I = 16320 \text{ cm}^4; \quad A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{4.875 \times (0.22 - 0.0496)}{16310} 10^5 = 76.3 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{8.71 \times (0.22 - 0.0496)}{16310} 10^5 = 136.4 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{10.99 \times (0.22 - 0.0496)}{19310} 10^5 = 172.18 \text{ Mpa}$$

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

Avec $\mu_j=0.358 ; \mu_g=0.572 ; \mu_p=0.642$

Et $I_{f_{ij}}=0.0001721m^4, I_{f_{ig}}=0.0001721m^4, I_{f_{ip}}=0.0001196m^4, I_{f_{vg}}=0.00020409m^4$

Evaluation des flèches

$f_{ji}=0.00218m ; f_{gi}=0.00518m ; f_{pi}=0.00708m ; f_{gv}=0.00935m$

La flèche totale Δf

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (0,00935 - 0,00218 + 0,00708 - 0,00518) = 0,00945m$$

$$\Delta f = 0,94cm \leq f_{adm} = 1cm \dots \dots \dots \text{Donc la condition de flèche est vérifiée.}$$

La flèche est vérifiée, donc le ferrailage come suite

Tableau II.20. Ferrailage des déferents types de poutrelles.

	Position	$M^{max}(KN.m)$	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{ca}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	Choix
Commercial	Travée	22.13	0.049	0.062	21.45	2.964	1.72	2HA12+HA 10
	Appuis riv	-7.04	0.015	0.019	21.82	0.926	0.318	1HA12
	Appuis int	18.1	0.04	0.051	21.54	2.383	0.318	HA14+HA12
Habitation	Travée	19.81	0.044	0.056	21.5	2.64	1.72	2HA10+HA12
	Appuis riv	-4.57	0.01	0.012	21.88	0.6	0.318	1HA10
	Appuis int	-10.7	0.043	0.025	21.85	1.407	0.318	2HA10
terrasse	Travée	15.98	0.033	0.04	21.6	2.04	1.72	3HA10
	Appuis riv	-4.83	0.011	0.013	21.86	0.63	0.318	1HA10
	Appuis int	-10.63	0.042	0.024	21.83	1.39	0.318	2HA10
	Travée	22.68	0.5	0.64	21.43	3.04	1.72	2HA10+HA12

	Appuis riv	-5.27	0.01 5	0.017	21.84	0.69	0.318	1HA10
	Appuis int	-13.86	0.03 1	0.039	21.56	1.83	0.318	HA10+HA12

Tableau .II.21.Vérifications des contraintes à ELS.

Etage	Position	M _{ser} KN.m	As cm ²	σ_b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	Vérification
commercial	Travée	21.43	3.05	13.05	15	vérifiée
	Appuis riv	-4.96	1.13	2.95	15	vérifiée
	Appuis int	12.5	2.67	7.61	15	vérifiée
habitation	Travée	10.83	2.7	6.57	15	vérifiée
	Appuis riv	3.3	0.79	2.07	15	vérifiée
	Appuis int	10.5	1.59	6.38	15	vérifiée
Terrasse inaccessible	Travée	11.69	2.36	7.11	15	vérifiée
	Appuis int	3.53	0.79	2.14	15	vérifiée
	Appuis riv	7.87	1.57	4.78	15	vérifiée
service	Travée	12.22	2.7	7.44	15	vérifiée
	Appuis int	3.79	0.97	2.3	15	vérifiée
	Appuis riv	9.88	1.92	6.01	15	vérifiée

Tableau. II.22.Vérification des états limitent de déformation

Plancher	commercial	habitation	Terrasse inaccessible	service
Δf (cm)	0.99	0.95	0.89	0.96
F _{adm} (cm)	1	1	1	1

La flèche est vérifiée, le ferrailage est satisfait.

Tableau II.23.les schémas de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
commercial			
Etage courant			
Terrasse inaccessible			
servise			

II.5.1.7 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.

II.2.1. Dalle sur 03 appuis ;(service et habitation)cas du balcon

$L_x = 1.4m$ $L_y = 4.3 m$

(dalle sur 3 appuis, $\rho = 0.32 < 0.4$)

$L_x < \frac{L_y}{2}$

la dalle travail dans un seul sens

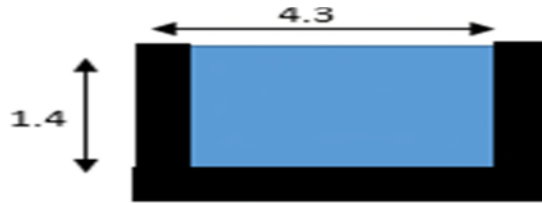


Figure II.15. Schéma D'une dalle sur 3 appuis

➤ Calcul des sollicitations

▪ A l'ELU

On a : $G = 4.43KN/m^2$; $Q = 3.5KN/m^2$.

$qu = (1.35 \times 4.43 + 1.5 \times 3.5) = 11.23 KN/m$

A l'ELS : $qs = (4.43 + 3.5) = 7.93KN/m$

Calcul de M_{x0} et M_{y0} :

$M_{0x} = P \frac{L_y^2}{2} L_x - \frac{2}{3} PL_y^3 = 26.77 kn.m$

$M_{0y} = P \frac{L_y^3}{6} = 5.13 kn.m$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

- En travée :

$$\begin{cases} M_u^x = 0,85 M_0^x = 22.75 kn.m \\ M_u^y = 0,85 M_0^y = 4.36 kn.m \end{cases}$$

En appuis :

$M_x^u = M_y^u = -0.3M_0 = -8.03 kn.m$

• Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section $(b \cdot e) = (100 \cdot 12) cm^2$

En travée

Sense x-x

$\mu_{bu} = \frac{M^x}{b_x d^2 f_{bu}} = 0,0022.75 / 1 \cdot 0,12^2 \cdot 14,2 = 0.111$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0.147$

$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.12(1 - 0.4 \cdot 0.147) = 0.112 m.$

$$A = \frac{M^x}{z \cdot f_{st}} = \frac{0,002275}{0,112 \cdot 348} = 5.83 \text{ cm}^2$$

On choisit 4HA14 = 6.16cm²

- Sens y-y

$$\mu_{bu} = \frac{M_y}{b d^2 f_{bu}} = 0,00436/1 \cdot 0,12^2 \cdot 14,2 = 0,021$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0.0265$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.12(1 - 0.4 \cdot 0.0265) = 0.118 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_y}{z \cdot f_{st}} = \frac{0,00436}{0,118 \cdot 348} = 1.06 \text{ cm}^2$$

On choisit 4HA6 = 1.13cm²

En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^x}{b d^2 f_{bu}} = 0,008/1 \cdot 0,12^2 \cdot 14,2 = 0,039$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0.0501$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.12(1 - 0.4 \cdot 0.0501) = 0.117 \text{ m}$$

$$A = \frac{M^x}{z \cdot f_{st}} = \frac{0,008}{0,118 \cdot 348} = 1,96 \text{ cm}^2$$

On choisit 4HA8 = 2.01cm²

- Vérification condition non fragilité

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho < 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{avec : } \rho_0 = 0.0008 \text{ Acier HA Fe400}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.28 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

Tableau II.24 : Ferrailage de dalles sur 3 appui de la terrasse inaccessible

Position	Sens	M KN. m	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{Cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{Choisit} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	22.75	0,111	0.147	0,112	5.83	1,28	4HA14=6.16	20
	Selon y	4.36	0,021	0,0265	0,118	1.06	0,96	4HA6=1.13	20

En appuis	Selon(x- y)	-8.03	0,039	0,0501	0,116	1.96	1,28	4Ha8=2.01	24
-----------	-----------------	-------	-------	--------	-------	------	------	-----------	----

• **l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 MPa$.

$V_u = 7.861 KN$

$\tau_{ux} = \frac{7.861 \times 10^{-3}}{1 * 0.12} = 0.065 MPa < 1.25 MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$.

✓ **Etat limite de déformation :**

si les condition suivants sont pas vérifiées le calcul de la flèche n'est pasnécessaire

➤ **Sens xx**

$e/l_x = 0.12/1.40 = 0.0857 > 1/16 = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifie}$

➤ **sensyy**

$e/l_y = 0.12/4.3 = 0.0279 > 1/16 = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifie}$
 donc on doit faire un vérification de flèche dans le sens yy

Tableau II.25.Evaluation de la flèche dans la dalle.

Sens	L(m)	Mjser(KN*m)	Mgser(KN*m)	Mpser(KN*m)	Δf (cm)	fadm(cm)
y-y	4.3	3	4,889	6,099	0.21	0.34

• **Schémas de ferrailage :**

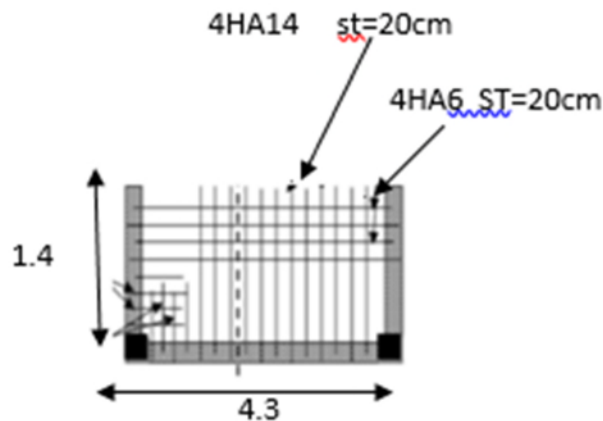


Figure. II.16. Schéma de ferrailage de balcon sur 2 appuis

• **Autres Dalles :**

Après l'exemple de calcul il nous reste 2autre types à étudier qui sont :

D1 : dalle sur 2appui

D2 : dalle sur 4 appui (étage courants)

Tableau II.26. Calcul des sollicitations selon le sens x-x

Dalle	Chargement				Les moments			
	G(kn/m ²)	Q(Kn/m ²)	Pu(kn)		Mt _x (kn.m)		Ma _x (kn.m)	
			ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
D1	6.06	1.5	10.43	7.56	0.32	0.19	-0.128	-0.09
D2	6.06	1.5	10.43	7,56	1.87	1.35	-0.88	-0.63

Tableau II.27. Calcul des ferrillages selon le sens x-x

Dalle	A _{cal} (cm ² /ml)		A _{min} (cm ² /ml)		A _{choisit} (cm ² /ml)		St(cm)	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
D1	0.65	0.38	0.96	0.98	4HA5=0.98	4HA5=0.98	15	25
D2	0.52	0,211	0,96	0,96	4HA5=0.98	4HA5=0.98	15	25

• Tableau II.28. Vérifications nécessaires selon le sens y-y

	Effort tranchant	Effort tranchant	La flèche	La flèche
	τ^v (MPa)	τ^v (MPa)	(mm)	F _{ad} (mm)
D1	0.043	1.167	0.0054	0.9
D2	0.112	1.1167	0.3	0.6

• Schémas de ferrillage :

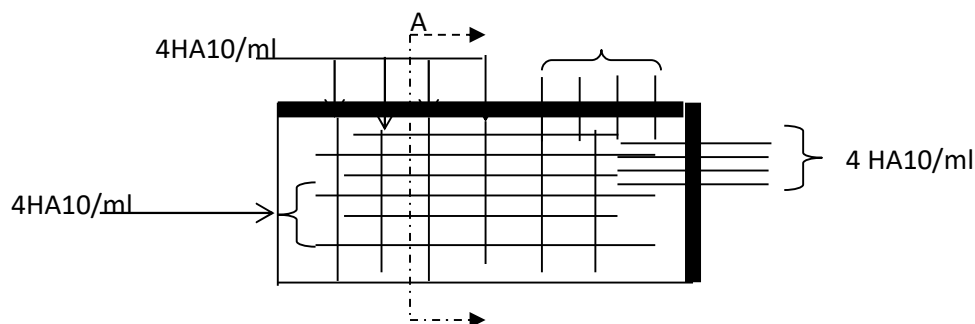


Figure II.17. Schéma de ferrillage de balcon sur 2 appuis.

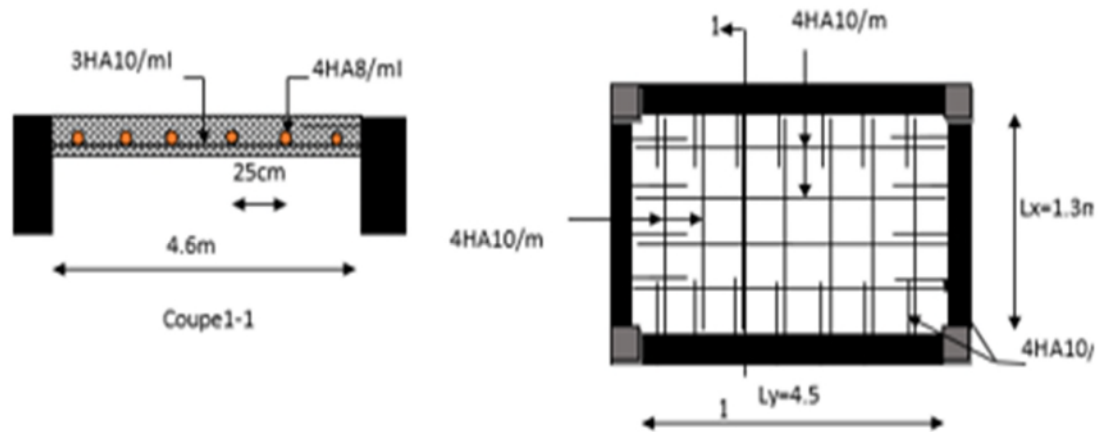


Figure II.18.Schéma de ferrailages de dalle sur 4 appuis d'étages courante

II.5.1.8. Poutre de chaînage :

Les poutres de chaînage sont des poutres continues en béton armé, elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau des planchers, ainsi qu'au couronnement des murs qui sont reliés au droit de de chaque refend.

Le chaînage travaille comme une poutre horizontale ou verticale, il doit régner sur tout l'épaisseur du mur. Il a pour but :

- ✓ Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :
 - Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.
 - Le mouvement d'un immeuble sous l'effet d'un tassement du sol ou charges appliquées.
- ✓ Rigidité longitudinale pour tenir compte des risques de fissurations.

II.5.1.8.1. Dimensionnement : (RPA 99/2003 article 9.3.3) :

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont :

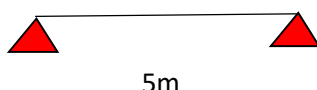
- Hauteur minimale $h \geq 15$ cm.
- Largeur minimale $b \geq 2/3$ de l'épaisseur du mur.

On opte : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{cm}^2$.

II.8.2. Sollicitations :

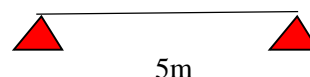
Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

❖ Etage à usage d'habitation :



La poutre qui nous donne des sollicitations plus défavorable est celle de l'étage de service.

- ✓ $G_{p.c} = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml}$.
- ✓ $G_{mur} = 2.75 (3.06 - 0.35) = 7.452 \text{ KN/ml}$.



$$ELU \begin{cases} q_u = 1.35(G_{p.c} + G_{mur}) + 1.5 Q = 15.85 \text{ KN/ml.} \\ M_u = q_u * l^2/8 = 49.53 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u * l/2 = 39.625 \text{ KN} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} q_s = G_{p.c} + G_{mur} + Q = 11.57 \text{ KN/ml.} \\ M_s = q_s * l^2/8 = 36.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau II.29 : Ferrailage de la poutre de chaînage

	M^u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Travée	36.514	0.054	0.069	0.213	5.01	2HA12+2HA1 = 5.34	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.2$
Appuis	- 24.76	0.054	0.069	0.175	4.065	4HA12 = 4.5	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.2$

II.8.3. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.178 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}, FN$$

II.8.4. Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\begin{cases} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8m. \\ A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{cases}$$

$$h = 0.35 \text{ m} > 0.075(5) = 0.37475m.$$

$$A_t = 5.34 \text{ cm}^2 < 10.395 \text{ cm}^2$$

Note : Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

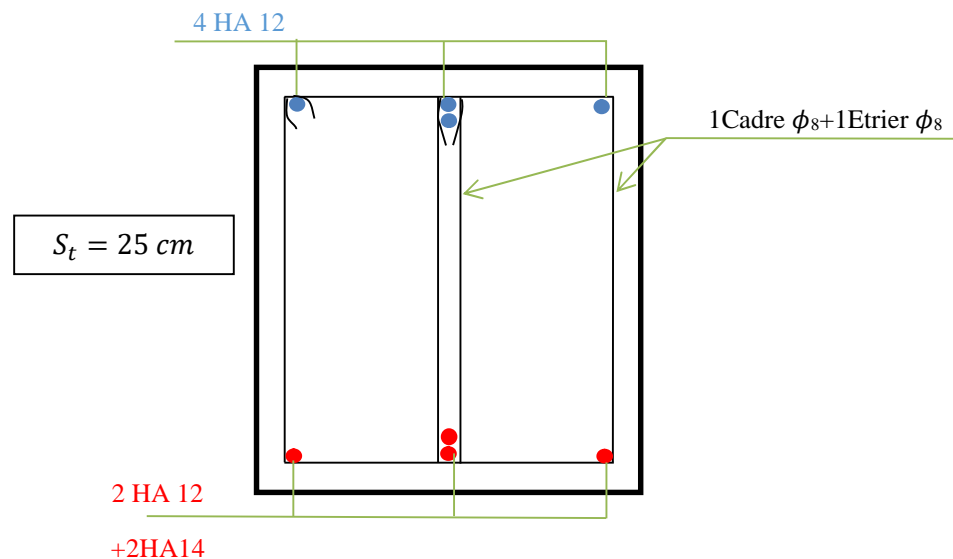


Figure II.19. : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

II.5..Etude de l'ascenseur

Définition

C'est un appareil au moyen duquel on élève où on descend des personnes aux 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.

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

L1	L2	H	Fc	Pm	Dm	Gn	V
1.1m	1.6m	2.2m	145KN	15KN	51KN	63Kg	1m/s

Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

- L'épaisseur de la dalle :

On a $l_x = 1.1\text{ m}$; $l_y = 1.6\text{ m}$; $S = 1.76\text{ m}^2$.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.1}{1.6} = 0.68 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les 2 sens}$$

$$\Rightarrow \frac{110}{45} \leq e \leq \frac{110}{40} \Rightarrow 2.44 \leq e \leq 2.75$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 11\text{ cm pour } 2h \text{ de coupe feu} \\ e \geq 14\text{ cm isolation phonique} \end{array} \right. \Rightarrow e = 15\text{ cm}$$

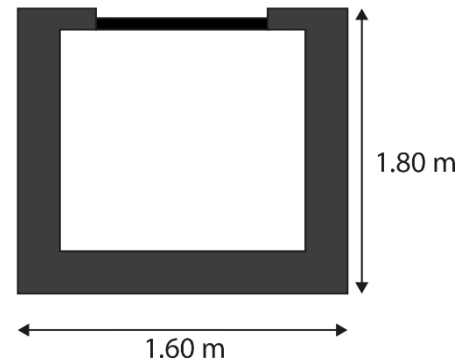


Figure II.20.. Dimensions de l'ascenseur.

- Evaluation des charges et surcharges :

On a: $g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 145 + 15 + 6.3 = 166.3\text{ KN}$

- Poids propre de la dalle et du revêtement

Calcul pour un revêtement de 5 cm

$$G_1 = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85\text{ KN/m}^2$$

- Poids de l'ascenseur

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{1.76} = 82.38\text{ KN/m}^2$$

- Poids total

$$G^{tot} = G_1 + G_2 = 4.85 + 82.38 = 87.23\text{ KN/m}^2$$

- Combinaison d'action

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU \Rightarrow q_u = 1.35G^{tot} + 1.5Q = 1.35 \times 87.23 + 1.5 \times 1 = 120\text{ KN/m}^2 \\ ELS \Rightarrow q_s = 87.23 + 1 = 88.23\text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

- Calcul des sollicitations à l'ELU

$$\Rightarrow \rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$$

Calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} M_0^x = 0.071 \times 120 \times 1.1^2 = 10.3 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.4034 \times 10.3 = 4.158 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments (compte tenu de l'encastrement)

En travée $\Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 10.3 = 7.72 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 4.158 = 3.11 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appui $\Rightarrow M_0^x = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 10.3 = -5.15 \text{ KN.m}$

- **Calcul du ferrailage**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple.

Tableau II-30. Tableau du ferrailage de dalle au-dessous.

Endroit	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A^{cal} (cm^2 /ml)$	$A_{min}(cm^2 /ml)$	choix	$s_t(cm)$
Travée	X-X	7.72	0.035	0.088	0.116	1.78	1.27	4HA8=2.01	25
	Y-Y	3.11	0.014	0.036	0.118	0.77	1.2	4HA8=2.01	25
Appui		-5.15	0.021	0.051	0.117	1.25	1.27	4HA8=2.01	25

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$

$$\begin{cases} V_u^x = 132 \text{ KN} \\ V_u^y = 192 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{132 \times 10^{-3}}{0.12 \times 1} = 1.1 \text{ MPA} \leq 3.33 \text{ MPA}$$

Vérification à l'ELS

$$q_s = 88.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \rho = 0.68 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.071 \\ \mu_y = 0.4034 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 7.579 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 3.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Moments corrigés**

$$\begin{cases} M_t^x = 5.68 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 2.293 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -3.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau II.31.- Tableau de vérification des contraintes.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs
x-x	5.85	2.51	3844.82	3.82 < 15	vérifiée
y-y	4.815	2.51	3844.82	3.14 < 15	vérifiée
Appui	-3.91	2.51	3844.82	2.55 < 15	vérifiée

- Vérification à la flèche
- Sens X-X

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.1 \geq 0.0374 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0.0015 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

- Sens Y-Y

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.093 \geq 0.0375 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0.0015 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées dans les deux sens le calcul de la flèche est inutile Dalle de salle machine

On a le schéma représentant la surface d'impact :

Dalle de salle machine

On a le schéma représentant la surface d'impact :

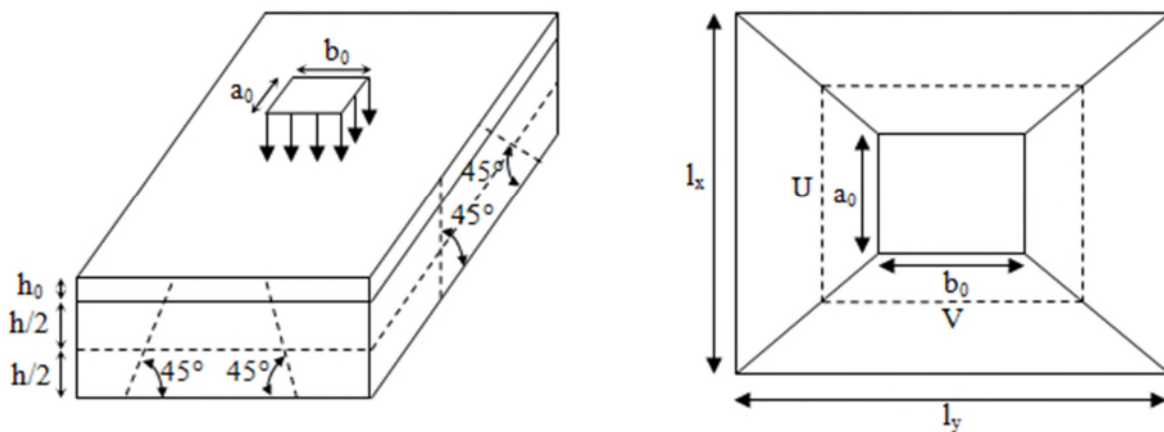


Figure II.21. Illustration de la surface d'impact.

On a :

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1 \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1 \end{cases}$$

Avec :

a_0 et U sont les dimensions parallèles à L_x .

h_0 est l'épaisseur de la dalle pleine.

b_0 et V sont les dimensions parallèles à L_y .

h_1 est l'épaisseur du revêtement moins rigide.

$a_0 \times b_0 = 80 \times 80$ est la surface du chargement.

$$\xi = 1 \quad h_1 = 5 \text{ cm}$$

On aura donc :

$$U = 80 + 15 + (2 \times 1 \times 5) = 105 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 15 + (2 \times 1 \times 5) = 105 \text{ cm}$$

- **À l'ELU :**

On a : $g = 72.5 \text{ KN} \Rightarrow q_u = 1.35 \times g = 97.605 \text{ KN}$

- **Calcul des sollicitations :**

On a selon le BAEL :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec :

M_1 et M_2 sont des coefficients donnés par les abaques de PIGEAU **annexe 2**, en fonction de ρ .

Avec : $\alpha = \frac{U}{l_y}, \beta = \frac{V}{l_y}$

ν : coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \Rightarrow ELS \end{cases}$

Soit :

$$\rho = 0.68 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.95 \\ \beta = 0.65 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.085 \\ M_2 = 0.067 \end{cases}$$

- **Evaluation des moments de M_{x1} et M_{y1} du système de levage :**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.085 = 8.296 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.067 = 6.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$\rho = \begin{cases} \mu_x = 0.071 \\ \mu_y = 0.4034 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.071 \times 8.05 \times 1 = 0.69 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.4034 \times 0.69 = 0.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Superposition des moments :**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.296 + 0.69 = 8.986 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.54 + 0.27 = 6.81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Les moments corrigés :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 8.986 = 6.7395 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 6.81 = 5.1075 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0.5 \times 8.98 = -4.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Ferraillage**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur b= 1 m, d=0.13 m

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.32. Tableau des ferraillages de la dalle dusses .

Endroit	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A^{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	choix	s_t (cm)
Travée	X-X	6.74	0.029	0.037	0.11	1.76	1.28	4HA8=2.01	25
	Y-Y	5.10	0.023	0.029	0.11	1.3	1.2	4HA8=2.01	25
Appui		-4.49	0.019	0.024	0.11	1.17	1.272	4HA8=2.01	25

• **Vérification à l'ELU**

Pour un chargement concentré et FPN.

$$s_t \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Vérification au poinçonnement :**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_c}{\gamma_b}$$

P_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : Hauteur de la dalle.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (102.5 + 102.5) \Rightarrow U_c = 410 \text{ cm} ; P_u = 97.605 \text{ KN}$$

$$P_u = 97.605 < 0.045 \times 410 \times 10^{-2} \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 461.25 \text{ KN}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

On a:

$$v = u \Rightarrow V_{max} = \frac{P_u}{3 \times v} = 31.74 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.244 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Calcul à l'ELS :**

• **Les moments engendres par le système de levage :** $q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN}$.

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.085 + 0.2 \times 0.067) = 7.11 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.067 + 0.2 \times 0.085) = 6.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Les moments dus au poids de la dalle :**

$$q_{ser} = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/m} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.0546 \times 5.85 \times 1.6^2 = 0.82 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.8216 \times 0.82 = 0.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Superposition des moments**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.11 + 0.82 = 7.93 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.07 + 0.67 = 6.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moments corrigé**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 7.93 = 5.95 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 6.74 = 5.055 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0.5 \times 7.93 = -3.965 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Vérification des contraintes**

Tableau II.33.de vérification des contraintes.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$	obs
x-x	5.95	2.515	3844.81	3.892<15	vérifiée
y-y	5.055	2.515	3844.81	3.307<15	vérifiée
Appui	-3.965	2.515	3844.81	2.594<15	vérifiée

• **Vérification de la flèche**

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

Sens X-X :

$$\begin{cases} 0.094 > 0.038 \\ 0.0015 < 0.005 \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées dans les deux sens, donc le calcul de la flèche est inutile.

• **Schémas de ferrailage**

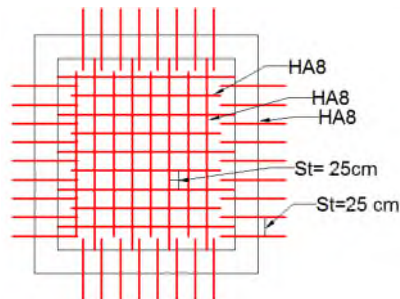


Figure II.22 Ferrailage de la dalle au-dessous Figure.

II.5.9. Etudes de l'acrotère

le calcul se fera pour une bande de 1 ml. La fissuration est considéré préjudiciable.

L'acrotère sera calculé en flexion composée

- **Evaluation des charges et surcharges**

$$S = 0.0685\text{m}^2$$

Tableau II.34.:évaluation des charges sur l'acrotère.

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0,0685	1,71	0.16	1.87	1

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due auséisme

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3)}$$

Avec

A : Coefficient d'accélération de zone depend de la zone et groupe d'usage

RPA99 (Tableau 4 .1)

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W_p : poids de l'élément considéré

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\text{Donc } A=0,15, \quad C_p=0,8, \quad W_p=1,87$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,87 \rightarrow F_p = 0,9 \text{ KN}$$

- **Calcul des sollicitations**

Calcul du centre de gravité de la section G(X_g ; Y)

$$X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} = 0,062 \text{ m} \quad Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = 0,3301 \text{ m}$$

- **Calcul des sollicitations**

$$N_G = 1,87 \text{ KN}$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{FP} = F_p \times Y_G = 0,9 \times 0,3301 = 0,3 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$N = G_1 + G_2 = W_p = 1,87 \text{ KN.}$$

$$M_G = 0 \text{ KN.m.}$$

$$M_{Q1} = 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KNm.}$$

$$M_{Q2} = F_p \cdot Y_G = 0,9 \times 0,3301 = 0,3 \text{ KN.m}$$

Tab II.35:Calcul de l'excentricité du centre de pression.

	ELU A	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	1.87	2.52	1.87
M (KN.m)	0.9	0,9	0.6

$$e_0 = Mu/Nu = 0,48m$$

$$h/6 = 0,6/6 = 0,1m$$

$$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (s.p.c).}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et Nu est un effort de Compression donc la section est partiellement comprimée

Sollicitation a considérées en cas de flexion composée avec un effort normal de compression :

Le calcul se fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = Nu \times e$ 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 ($e = Mu/Nu$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

e₀: Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après

e_a: Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e₂: Excentricité due aux effets de deuxième ordre, lies à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2cm ; h/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = 3 * l_f^2 * (2 + \phi * \alpha) / h_0 * 10^4$$

Φ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge Considérée, il est généralement prise égale a 2

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

l_f : la longueur de flemment $l_f = 2 * h = 1,2m$

$$\alpha = M_G / M_G + M_Q = 0$$

$$e_2 = 3 * 1,2^2 * (2 + 2 * 0) / 0,1 * 10^4 = 0,3771m$$

D'où $e = 0,3857m$

Les sollicitations de calcul deviennent

$$Nu = 2,52KN$$

$$M_u = N_u \times e = 2,52 \times 0,3857 = 0,97 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent

$$N_u = 2,52 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 2,52 \times 0,3857 = 0,97 \text{ kn}\cdot\text{m}$$

- **Ferraillage de l'acrotère**

Calcul à l'ELU

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif MF rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_F = M_u + N_u \cdot (d - h/2) = 0,97 + 2,52(0,12 - 0,1/2) = 1,1464 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_F}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,0011464}{1 \cdot 0,12^2 \cdot 14,20} = 0,005606 < 0,3916 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,00702$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,119 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{M^x}{z \cdot f_{st}} = \frac{0,0011464}{0,119 \cdot 348} = 0,2768 \text{ cm}^2$$

Donc la section a la flexion composé sera

$$A_s = A - N_u / f_{st} = 0,2768 \times 10^{-4} - 2,52 \times 10^{-3} / 348 = 0,204 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU

- **La condition de non fragilité**

$$A_{min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e = (0,23 \times 1 \times 0,12 \times 2,1) / 400 = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte: } A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 0,9 + 1 = 1,9 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u / bd = 1,9 \times 10^{-3} / (1 \times 0,12) = 0,0158 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \min(0,15 f_{c28} / b ; 4 \text{ MPa}) \quad \tau_u < \min(2,5 ; 4) \text{ MPa} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \tau_u$ Condition vérifiée.

- **Espacement**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm.}$ On adopte $S_t = 30 \text{ cm.}$

2. Armatures Secondaire : $S_t \leq 70/3 = 23,33 \text{ cm.}$ On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$ pour les armatures secondaires et les armatures Principales

- **Vérification à l'ELS**

$d = 0.12 \text{ m}$; $N_{ser} = 1.87 \text{ KN}$; $M_{ser} = Q \times h = M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$; $\eta=1.6$ pour les HR

• **Vérification des contraintes**

$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t$; $\sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t$

$\sigma_{st} = \min(2/3f_e, 150 \times \eta) \rightarrow \sigma_{st} = 240 \text{ Mpa}$

• **Position de l'axe neutre**

$c = d - e_1$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$e_1 = M_{ser}/N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6/1.87) + (0.12 - 0.1/2) \Rightarrow e_1 = 0.39 \text{ m}$

$e_1 > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieur de section $\Rightarrow c = 0.12 - 0.39 \Rightarrow c = -0.27 \text{ m}$

$c = -0.27 \text{ m}$; $y_{ser} = y_c + c$; $yc^3 + p \times y_c + q = 0$ (*)

$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times (d - c)^2 / b$

$p = -3 \times (-0.27)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.27}{1} \Rightarrow P = -0.2116 \text{ m}^2$

$q = -2 \times (-0.27)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.12 + 0.27)^2 / 1 \Rightarrow q = 0.04211 \text{ m}^3$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = 0.0423 \Rightarrow y_{ser} = -0.2277 \text{ m}$.

$\mu_t = by^2/2 - 15A(d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.02487 \text{ m}^3$

$\sigma_{bc} = 1.87 \times 10^{-3} / 0.02487 \times 0.2277 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.331 \text{ MPA} < \sigma_{adm} = 15 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée

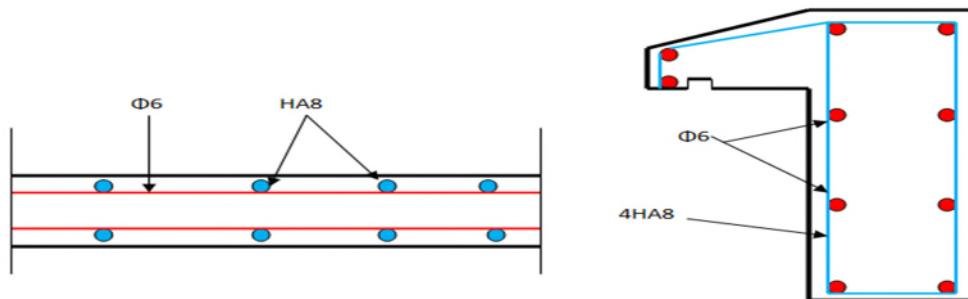


Figure.II.24. Schéma de Ferrailage de l'acrotère.

II.5.10. Etude type de l'escalier du RDC: (type 1) On a un escalier à deux volées avec un palier de repos à étudié

A) Charges et surcharges :

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$G_v = 9.84 \text{ KN/m}^2$

$G_p = 6.56 \text{ KN/m}^2$

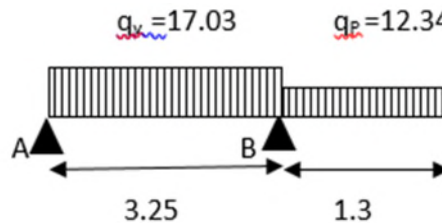


Figure. II.25.: Schéma statique de l'escalier de type 1

B) Moments et efforts tranchant :

Combinaisons de charges :

1) pour la volée : $q_{vu}=1.35*9.84 + 1.5*2.5 = 17.03 \text{ KN/m}^2$.
 $q_{vs}= 9.84+2.5=12.34 \text{ KN/m}^2$.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m.

$q_{vu}=17.03*1.00 = 17.03 \text{ KN/ml}$. $q_{vs}=12.34*1.00 = 12.34 \text{ KN/ml}$

2) pour le palier : $q_{pu}=1.35*6.56+1.5*2.5 = 12.6 \text{ KN/m}$.

$q_{ps}= 6.56+2.5=9.06 \text{ KN/m}$.

$RA=24.46 \text{ KN}$. $RB=46.92 \text{ KN}$

Diagrammes des moments :

à l'E.L.U :

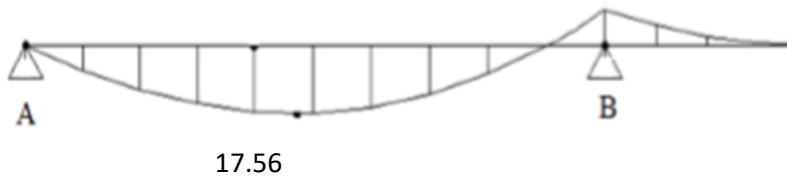


Figure.26. Diagrammes des moments a E.LU

Le moment à l'ELU: $M_u= M_{max}=17.56 \text{ KN. m}$.

Si on considère le volée comme une dalle appuyée sur deux cotés donc le volée travail dans un seul sens, et d'après le BAEL 91 on admet un moment en travée qui égal à $u M_{85,0}$ et en appui $u M_{3,0}$

- $M_t= 0.85*17.56=14.92 \text{ KN. m}$.

- $M_A= 0.3*17.56=5.26 \text{ KN. m}$.

- Le moment max en travée : $M_t=14.92 \text{ KN. m}$. - Le moment sur l'appui: $M_a= \max (0.3 M_t ; M_A) = \max (4.47 ; 5.26) \Rightarrow M_a= 5.26 \text{ KN}$.

1) à l'ELS :

$RA=17.7 \text{ KN}$. $RB=34.18 \text{ KN}$.

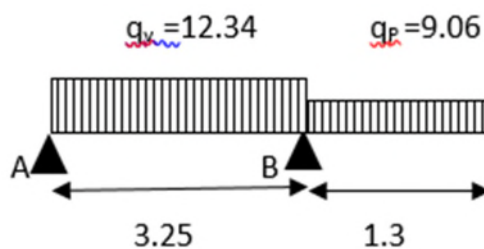


Figure. II.27.:Schéma statique de l'escalier de type 1



Figure.28. Diagrammes des moments a E.L.S.

Le moment à l'ELU : $M_s= M_{max}=12.69 \text{ KN. m}$.

Si on considère le volée comme une dalle appuyée sur deux cotés donc le volée travail dans un seul sens, et d'après le BAEL 91 on admet un moment en travée qui égal à $u M_{85,0}$ et en appui $u M_{3,0}$

- $M_t = 0.85 \times 12.69 = 10.78 \text{ KN. m.}$

- $M_A = 0.3 \times 12.69 = 3.8 \text{ KN. m.}$

- Le moment max en travée : $M_t = 10.78 \text{ KN. m.}$

- Le moment sur l'appui: $M_a = \max(0.3 M_t ; M_A) = \max(3.23; 3.8) \Rightarrow M_a = 3.8 \text{ KN. m.}$

C) Ferrailage (à l'E.L.U) :

❖ En travée :

- Les caractéristiques des matériaux:

$$\text{béton} \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 14.2 \text{ MPa} \\ f_{bc} = 2.1 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{acier} \begin{cases} f_e = 400 \text{ MPa} \\ \sigma = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

Fissuration peu préjudiciable.

Le moment max en travée : $M_{tu} = 14.92 \text{ KN. m.}$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$) :

-En travée : $= 14.92 \text{ KN.m.}$

-En appuis : $M_a = 5.26 \text{ KN.m}$

$B = 100 \text{ cm}$ $d = 18 \text{ cm}$ $h = 20 \text{ cm}$

Le calcul pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

	M(KN.M)	μ_{bu}	α	Z(m)	(cm^2/ml)	A_{adopt} é(cm^2/ml)
En travée	14.92	0.032	0.0406	0.177	2.42	4HA10=3.14
En appuis	5.26	0.0114	0.0143	0.179	0.8	4HA6=1.13

Condition de non fragilité:

$A_{min} \geq \max\{b \times h / 1000 ; 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e\} \Rightarrow A_{min} \geq \max\{2 \text{ cm}^2 ; 2.17 \text{ cm}^2\}$

$\Rightarrow A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 < A_s = 2.42 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Donc on adopte **4T10** avec $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

L'espacement :

Selon le BAEL91 on a : $S_{t \max} \leq \min(3h, 33 \text{ cm})$. $\longrightarrow S_{t \max} \leq 33 \text{ cm}$

$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

$S_t = 25 \text{ cm} < S_{t \max} = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Armatures de répartition :

- En travée : $A_r = A_s / 4 = 3.14 / 4 = 0.785 \text{ cm}$

on adopte **3T5=0.79**

L'espacement :

$$S_{rmax} \leq \min(4h ; 45cm) \longrightarrow S_{rmax} \leq 45cm \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

$$S_r = 25cm \leq 45cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

- **En appui:**

- Le moment sur l'appui: = 5.26KN.m

Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq \max\{b \times h / 1000 ; 0.23 \times b \times d \times f_t / 28 f_e\} \Rightarrow A_{min} \geq \max\{2cm^2 ; 2.17cm^2\}$$

$$\Rightarrow A_{min} = 2.17 cm^2 > A_s = 0.8cm^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on adopte 4T10 avec $A_s = 3.14 cm^2$.

L'espacement :

$$S_{tmax} \leq \min(3h . 33cm) \longrightarrow S_{tmax} \leq 33cm$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Armatures de répartition :

- En appui: $A_r = A_s / 4 = 0.79cm^2$

on adopte 4T8 avec . $A_r = 2.01cm^2$

Vérification de la flèche :

D'après le BAEL 91 on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si

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

➤ **Tableau.II.36.Evaluation de la flèche dans l'escalier :**

L_p (m)	L_v (m)	M_{jser} (KN*m)	M_{gser} (KN*m)	M_{pser} (KN*m)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
1.3	3.25	4.11	14.9	48.69	0.79	0.91

- **Vérification à l'ELS**

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

On vérifie la contrainte de compression de béton en appui seulement puisque le moment en appui est le plus défavorable avec A, b et d sont constants

Elément	M_{ser} (KN.m)	y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
---------	------------------	---------	-----------------------	---------------------	---------------------------	-----------------------------------

Appui	9.49	0.031	0,0000821	3.76	15	vérifiée
-------	------	-------	-----------	------	----	----------

✓ Etat limite de déformation du béton :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$h/l=0.92 > 1/16=0.625$verifie

$a/b*d=0.07 < 3.25/400=0.0081$verifie

Dessin de ferrailage de l'escalier :

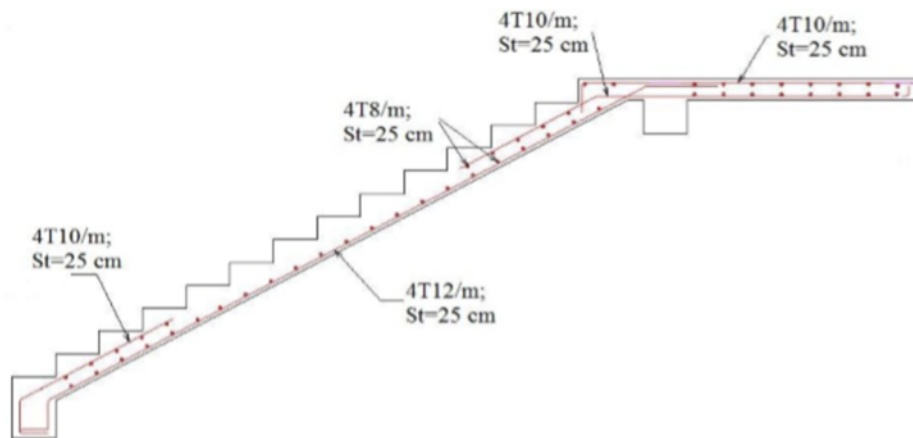


Figure.II.29.Schéma de ferrailages de l'escalier type 1

Conclusion:

Le but de ce chapitre était la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Notre structure présente trois type d'escalier, ce dernier est à trois volées. Dans ce chapitre il a été procédé à son étude et son ferrailage.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrailage a été déterminé en respectant les règles. En dernier, nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle de

locale des machines. Toute en respectant les règles données par le BAEL et le RPA99/2003.

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. Le bâtiment sera considéré comme un système à plusieurs degrés de liberté. A cause de l'énormité des pertes causées par les séismes, l'étude du comportement de la construction sous action dynamique ainsi que la garantie antisismique de la structure s'impose comme une nécessité absolue du point de vue socio-économique.

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 étaps qui est un logiciel d'analyse des structures.

III.2. Modélisation :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage, pour cela la simplicité et la symétrie de la structure doivent être respectée en priorité par le concepteur.

Dans le cas des ouvrages qui relèvent du règlement parasismique algérien (RPA), il est admis que les structures soumises à une action sismique puissent subir des déformations dans le domaine post-élastique. Il est fait alors recours à des méthodes de calcul linéaires équivalentes, utilisant un modèle élastique de la structure ou l'action sismique est introduite sous forme de spectre de réponse.

Selon le **RPA99/2003** tout ouvrage dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone **IIa** sera contreventé par voiles ou par voiles et portiques, ce qui justifie le choix d'un contreventement mixte voiles/portiques pour notre structure.

III.3. Méthodes de calcul sismique :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- **Conditions d'application**.....RPA99.Art (4.1.2)

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans

le RPA99

- ✓ Par la méthode statique équivalente ;
- ✓ Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

III.3.1. Méthode statique équivalente :

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

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. Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale avec cette méthode.

III.3.2 Méthodes dynamiques :

L'étude dynamique peut être menée soit :

- Par la méthode d'analyse modale spectrale celle-ci peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas utilisable. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrée dans la structure par la forces sismique représentées par un spectre de réponse de calcule. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.
- Par accélérogramme celle-ci peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix de séisme de calcul et des lois de comportement utilisée ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Pour notre bâtiment, nous avons appliqué la méthode spectrale en utilisant le logiciel de modélisation **ETABS V2016**.

Cependant le RPA exige la vérification de la condition $V_{\text{dynamique}} \geq 0.8 V_{\text{statique}}$

Où $V_{\text{dynamique}}$ l'effort à la base obtenu par la méthode spectrale.

Et V_{statique} l'effort obtenu par la méthode statique équivalente.

Donc, nous sommes dans l'obligation d'évaluer l'effort à la base par la méthode statique équivalente.

✓ Calcul de la force sismique par la méthode statique :

La force sismique V_{statique} , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} W \quad \text{RPA99 (Article 4.2.3)}$$

Où

A : Coefficient d'accélération de la zone.

RPA99 (Tableau 4.1)

Il dépend de deux paramètres :

- ✓ Groupe d'usage : 2
- ✓ Zone sismique : Bejaia est classée zone IIa \Rightarrow Donc $A = 0.15$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement.

Pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction :

$$R = 5 \quad \text{RPA99 (Tableau 4.3)}$$

Q : Facteur de qualité.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$ **RPA99 (Formule 4.4)**

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir dans notre cas sont dans le tableau suivant :

Tableau III.1. Valeurs des pénalités Pq.

N°	« Critère Q »	Observé	Pq/xx	Observé	Pq/yy
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en elevation	Non	0.05	Non	0.05
5	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôles d'exécution	Oui	0	Oui	0

$$\text{Donc : } \begin{cases} Q_x = 1.20 \\ Q_y = 1.20 \end{cases}$$

W : Poids total de la structure. Il est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

✓ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires à la structure.

✓ W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

Concernant notre projet le bâtiment est à usage d'habitation donc $\beta = 0.20$ **RPA99 (Tableau 4.5.)**

Le poids total de la structure est donné par logiciel Etabs , sa valeur est $w = 36037.2338$.

Calcul de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale **T** de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques suivantes :

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4.6)}$$

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4.7)}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

L: Dimension du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

$$h_n = 31.28m$$

$$C_T = 0.050 \Rightarrow T_c = 0.050 \times 31.28^{3/4} = 0.66 s$$

$$L_x=25.9m, \quad L_y=21.4m \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.55 s \\ T_y = 0.6s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T) = 0.55s > T_2 = 0.4s$$

$$T_y = \min(T_y; T) = 0.6s > T_2 = 0.4s$$

$$\text{Donc la période fondamentale statique est : } \begin{cases} T_x = 0.55s \\ T_y = 0.6s \end{cases}$$

• **Facteur d'amplification dynamique D**

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

Avec :

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associé à la catégorie de site, site d'après le rapport de sol le sol est classé S3

$$T_1 = 0.15 s, T_2 = 0.4s \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

$$T_x=0.55s > T_2=0.4s$$

$$T_y=0.6s > T_2=0.4s$$

$$D_x=D_y=2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

η : Facteur de correction d'amortissement.

Et ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le tableau 4.2 du RPA.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\% \quad \text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81 > 0.7$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.55}\right)^{2/3} = 1.64s \\ D_y = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.6}\right)^{2/3} = 1.514s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} W \Rightarrow \begin{cases} V_{st}^x = 2133.45 \text{ KN} \\ V_{st}^y = 2001.95 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ **Spectre de réponse de calcul :**

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 :

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

T : période fondamentale de la structure

Sa /g : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur =9,81m /s²

Pour notre l'étude de ce projet le spectre de réponse est donné par le logiciel **(spectre)**, le graphe donne Sa/g en fonction du temps.

a. Le spectre de réponse (Sa/g)



Figure III.1 Spectre de répons selon x-x et y-y

III.4. 1.Modélisation et résultats :

III.4.2.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

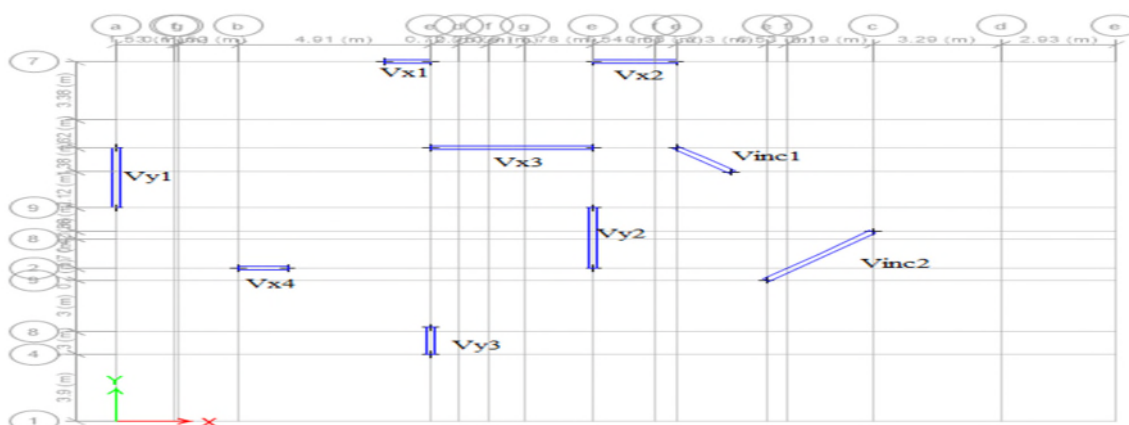


Figure III.2.Plan de la disposition des voiles.

La structure modélisée sur le logiciel ETABS 2016 est représentée en 3D sur la figure suivante :

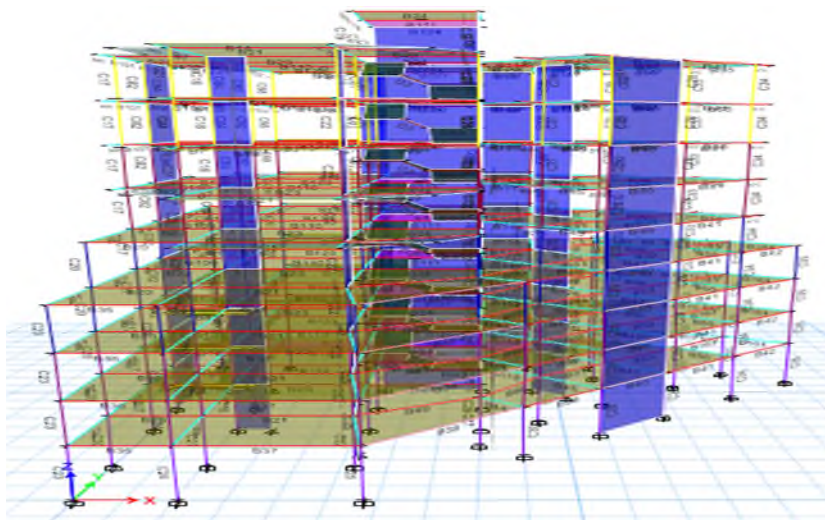


Figure III.3.Vue en 3D de la structure modélisée avec le logiciel ETABS V16.

.Les dimensions des poteaux ont été augmentées afin de satisfaire les exigences du RPA. Elles ont été fixées aux valeurs suivantes :

- RDC (65×65) cm²
- Sans-pant et 1^{er} Etage (65×65) cm²
- 2^{ème} et 3^{ème} Etage (60×60) cm²

- 4^{ème} et 5^{ème} Etage (55×55) cm²
- 6^{ème} et 7^{ème} Etage (50×50) cm²
- cage d'ascenseur (45×45) cm²

III.4.3 Modes de vibration et taux de participation massique :

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2. Périodes et taux de participation massique de la structure

Case	Mode	Période sec	Mode indivi			Sum UX	Sum UY
			UX [%]	UY[%]	UZ[%]		
Modal	1	0.621	0.0984	0.577	0	0.0984	0.577
Modal	2	0.539	0.589	0.0908	0	0.6874	0.6678
Modal	3	0.507	0.000001149	0.0033	0	0.6874	0.6711
Modal	4	0.182	0.0712	0.117	0	0.7587	0.7881
Modal	5	0.16	0.0852	0.0755	0	0.8438	0.8636
Modal	6	0.154	0.038	0.0083	0	0.8819	0.8719
Modal	7	0.099	0.0017	0.018	0	0.8836	0.89
Modal	8	0.092	0.0149	0.0003	0	0.8985	0.8902
Modal	9	0.08	0.0263	0.0211	0	0.9248	0.9113
Modal	10	0.07	0.019	0.0314	0	0.9438	0.9427
Modal	11	0.069	0.005	0.0045	0	0.9488	0.9472
Modal	12	0.051	0.0146	0.0082	0	0.9634	0.9554

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique atteint 90% dans les deux sens au bout du 9^{ème} mode

Le 1^{er} mode de vibration est un mode de translation suivant l'axe Y-Y(T=0.62s)

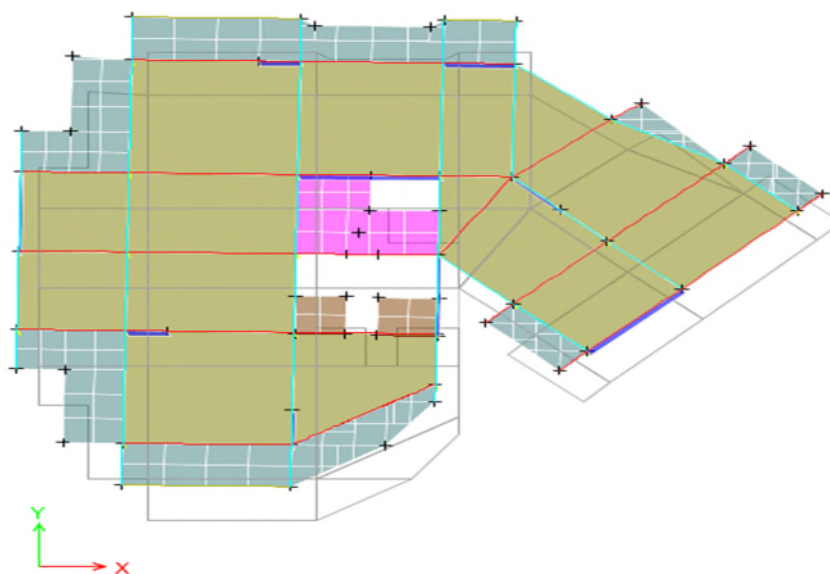


Figure III.4. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).

Le 2^{ème} mode de vibration mode est un mode de translation suivant l'axe X-X(T=0.53s)

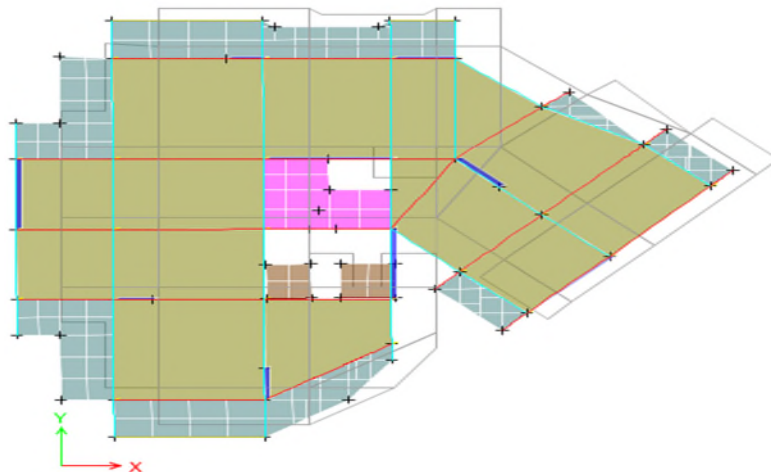


Figure III.5. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X).

Le 3^{ème} mode est une rotation autour l'axe Z-Z(T=0.50s)

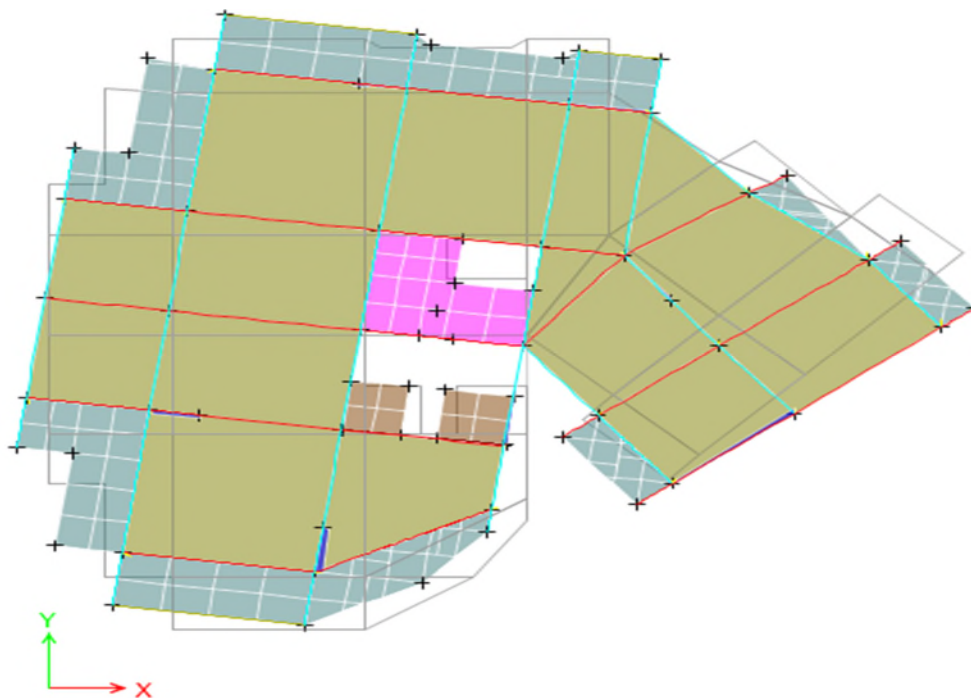


Figure III.6. Mode 3 de déformation (rotation suivant l'axe Z-Z).

III.5. Vérification des résultats vis-à-vis de RPA99/Version 2003 :

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le RPA prévoit de faire la vérification suivante : $V_{dyn} \geq V_{st} \times 0.8$ RPA 99 / 2003 (Art 4.3.6)

V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale).

Si $V_{dyn} < V_{st} \times 0.8$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $0.8 V_{st} / V_{dyn}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Sens	V _{dynamique} (KN)	0.8V _{statique} (KN)	Observation
X-X	2018.71	1706.75	Vérifiée.
Y-Y	1843.19	1601.56	Vérifiée.

III.6. Justification de l'interaction Voiles/Portiques :

Le RPA99/2003 [Art.3.4.A (4.a)] exige pour les systèmes mixtes ce qui suit

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

Les tableaux ci-dessous présentent les résultats de calcul obtenus.

Tableau III.4. vérification de l'interaction portiques –voiles sous charges verticales

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
RDC	30597.3588	7380.3665	80,57	19.43	Vérifiée

Tableau III.5. vérification de l'interaction portiques-voiles sous charges horizontales

Niveaux	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales Sens xx		(%) des charges horizontales		Charges horizontales Sens yy		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
7 ^{étage}	416.836	134.2425	75.6400	24.3599	421.7958	117.2406	78.24995	21.755
6 ^{étage}	349.897	432.2466	44.73568	55.2643	347.7934	284.6388	54.99299	45.007
5 ^{étage}	484.097	595.3001	44.84888	55.1511	477.3464	347.2611	57.88771	42.1122
4 ^{étage}	478.134	853.4958	35.90595	64.0940	465.0848	464.5072	50.03106	49.9689
3 ^{étage}	666.115	890.0861	42.80394	57.1960	642.1448	482.0012	57.12289	42.8771
2 ^{étage}	818.995	965.2209	45.90226	54.0973	777.1766	523.3106	59.76041	40.2395
1 ^{er} étage	810.019	1035.655	43.88742	56.1125	758.3143	580.0459	56.65995	43.3400
Sous pont	709.280	1275.409	35.73758	64.2624	664.8126	718.2328	48.06874	51.9312
RDC	606.394	1521.966	28.49116	71.5088	596.6323	901.0237	39.83774	60.1622

On remarque que l'interaction est justifiée sous les différentes charges. Sauf le 7^{em} étage .

III.7. Vérification de l'effort normal réduit :

il est exigé de faire la vérification a l'effort normal réduit pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort de compression de calcul est limité par la condition

$$\text{suivante : } \nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{RPA99/2003 Art 7.4.3.1})$$

Tel que :

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_{cj} : Est la résistance caractéristique du béton

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.6. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	B (m ²)	N (KN)	ν	Observation
RDC (65*65)	0.4225	3088.6025	0.292	Vérifiée
Sous ponté et 1^{ème} (65*65)	0.4225	2665.0497	0.252	Vérifiée
2^{ème} et 3^{ème}(60*60)	0.36	1920.4379	0.213	Vérifiée
4^{ème} et 5^{ème}(55*55)	0.3	1254.56	0.201	Vérifiée
6^{ème} et 7^{ème}(50*50)	0.25	662.2791	0.131	Vérifiée
8^{ème}(45*45)	0.2	175.5394	0.050	Vérifiée

III.8. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage .le déplacement relatif au niveau "k "par rapport au niveau "k- 1 "est égale a :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{RPA99/ Version 2003Art.5.10.})$$

Avec: $\delta_k = R\delta_{ek}$

Tel que:

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k "de la structure donné par le (RPA99/2003Art.4.4.3).

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Tous les résultats sont regroupés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.7. Vérification des déplacements relatifs selon X-X.

Niveaux	$\delta_{ek} (m)$	$\delta_k (m)$	$\delta_{k-1} (m)$	$\Delta_k(m)$	$h_k(m)$	Δ_k/h_k	Observation
RDC	0.000157	0.00078	0	0.0035	3.74	0.00114	vérifiée
S-ponté	0.000285	0.0014	0.0035	-0.002075	3.06	-0.0006781	vérifiée
1-étage	0.000347	0.001735	0.001425	0.00031	3.06	0.00010131	vérifiée
2-étage	0.000393	0.001925	0.001735	0.00019	3.06	6.2092E-05	vérifiée
3-étage	0.000418	0.001965	0.001925	4E-05	3.06	1.3072E-05	vérifiée
4-étage	0.000452	0.00226	0.001965	0.000125	3.06	4.085E-05	vérifiée
5-étage	0.000437	0.00209	0.00209	0	3.06	0	vérifiée

6-étage	0.000418	0.002185	0.00209	9.5E-05	3.06	3.1046E-05	vérifiée
7-étage	0.000385	0.00226	0.002185	0.000075	3.06	2.451E-05	vérifiée

Tableau III.8. Vérification des déplacements relatifs selon Y-Y.

Niveaux	$\delta_{ek} (m)$	$\delta_k (m)$	$\delta_{k-1} (m)$	$\Delta_k(m)$	$h_k(m)$	Δ_k/h_k	Observation
RDC	0.000163	0.000815	0	0.000815	3.74	0.000217914	vérifiée
S-ponte	0.000335	0.001675	0.000815	0.00086	3.06	0.000281046	vérifiée
1-étage	0.000428	0.00214	0.001675	0.000465	3.06	0.000151961	vérifiée
2-étage	0.000496	0.00248	0.00214	0.00034	3.06	0.000111111	vérifiée
3-étage	0.000543	0.00258	0.00248	1E-04	3.06	3.26797E-05	vérifiée
4-étage	0.000576	0.002715	0.00258	0.000135	3.06	4.41176E-05	vérifiée
5-étage	0.000569	0.002755	0.002715	4E-05	3.06	1.30719E-05	vérifiée
6-étage	0.000551	0.002845	0.002755	9E-05	3.06	2.94118E-05	vérifiée
7-étage	0.000516	0.00288	0.002845	3.5E-05	3.06	1.14379E-05	vérifiée

• **Analyse des résultats :**

D’après les résultats obtenus dans les tableaux, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieure au centième de la hauteur d’étage.

III.9. Justification vis-à-vis de l’effet (P-Δ) :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$: Effort tranchant d’étage au niveau "k"

Δ_k : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_k : Hauteur de l’étage "k".

- ✓ Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l’action sismique calculé au moyen d’une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- ✓ Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.9. Vérification de l'effet $P-\Delta$ selon le sens X-X.

Niveaux	$h_k(cm)$	$P_k(KN)$	$\Delta_k (cm)$	$V_k(KN)$	θ_k	Observation
RDC	0.0035	40852.1433	2018.7117	3.74	0.018938125	vérifiée
S-ponte	-0.002075	35741.2298	1975.0084	3.06	0.012271488	vérifiée
1-étage	0.00031	30144.0438	1877.312	3.06	0.001626692	vérifiée
2-étage	0.00019	24528.4565	1729.1684	3.06	0.000880775	vérifiée
3-étage	4E-05	19525.6739	1532.0171	3.06	0.000166602	vérifiée
4-étage	0.000125	15342.3993	1319.8435	3.06	0.000474853	vérifiée
5-étage	0	11596.3671	1075.8409	3.06	0	vérifiée
6-étage	9.5E-05	7844.8225	786.7039	3.06	0.000309581	vérifiée
7-étage	0.000075	4207.2291	445.8847	3.06	0.000231267	vérifiée

Tableau III.10. Vérification de l'effet $P-\Delta$ selon le sens Y-Y.

Niveaux	$h_k(m)$	$P_k (KN)$	$\Delta_k (m)$	$V_k (KN)$	θ_k	Observation
RDC	0.000815	40852.1433	1843.1994	3.74	0.00482979	vérifiée
S-ponte	0.00086	35741.2298	1801.0703	3.06	0.0055772	vérifiée
1-étage	0.000465	30144.0438	1705.1445	3.06	0.00268641	vérifiée
2-étage	0.00034	24528.4565	1567.4669	3.06	0.00173872	vérifiée
3-étage	1E-04	19525.6739	1390.9266	3.06	0.00045875	vérifiée
4-étage	0.000135	15342.3993	1201.1829	3.06	0.0005635	vérifiée
5-étage	4E-05	11596.3671	989.269	3.06	0.00015323	vérifiée
6-étage	9E-05	7844.8225	736.5014	3.06	0.00031328	vérifiée
7-étage	3.5E-05	4207.2291	424.5166	3.06	0.00011336	vérifiée

- **Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans les tableaux ci-dessus, les efforts- Δ peuvent être négligés.

III.10. Conclusion :

Plusieurs disposition ont été modélisés en fin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du **RPA99/version2003**, car l'aspect architecturale a été un véritable obstacle pour la disposition des voiles.

Finalement, nous avons abouti à une disposition a qui nous a donné un bon comportement dynamique de la structure, après avoir augmenté la section des voiles

IV.1 Introduction :

. Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments principaux porteurs. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

IV.2. Etude des poutres

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ETABS 2016, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA 99/2003** qui sont :

- 1.35G+1.5Q ; G+Q ref [CBA]93
- G+Q ±E ; 0.8 G± E ref[RPA] 99/2003

RPA99/VERSION 2003 (art.5.2.)

IV.2.1. Recommandation du RPA99/Version 2003

IV.2.1.1. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1) :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de $\begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de **40Ø En zone II**

IV.2.1.2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_{min} = 0.003 \times st \times b$

$$\triangleright \begin{cases} st \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi^{min}\right) \text{ en zone nodale.} \\ st \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale.} \end{cases} \quad \text{ref [RPA]}$$

IV.2.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel **ETABS 2016**.

Tableau IV.1. Ferrailage des poutres principales et poutre secondair

Niveau	Type	section	Local	M (KN.m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	A adop (cm ²)
S-pant + 1 ^{er} +2 ^{em} étage	pp	35* 45	Travée	113.08	7.1	7.87	2HA16+2HA12=7.1cm ²
			Appui	134.65	8.55		3HA14+2HA16=8.64cm ²
	ps	30 *40	Travée	60.5	4.26	6	4HA14=4.62cm ²
			Appui	65.76	4.65	2HA16+HA=5.56cm ²	
3 ^{em} +4 ^{em} +5 ^{em} etage	pp	35 *45	Travée	103.04	6.43	7.87	2HA14+2HA16=7.1cm ²
			Appui	144.59	9.23		5HA16=10.05cm ²
	ps	30 * 40	Travée	67.991	4.82	6	3HA16=6.03cm ²
			Appui	73.83	5.25		3HA16=6.03cm ²
6 ^{em} +7 ^{em} étage	pp	35 *45		91.99	5.71	7.87	5HA16=10.05cm ²
			Appui	153.45	9.84		5HA16=10.05cm ²
	ps	30 * 40	Travée	61.13	4.31	7.87	3HA14=4.62cm ²
			Appui	67.72	4.8		HA16+2HA14=5.1cm ²

Terrasse	pp	35* 45	Travée	47.13	2.86	7.87	3HA14=4.62cm ²
			Appui	52.74	3.21		3HA16=6.03cm ²
	ps	30 * 40	Travée	22.3	1.52	6	3HA12=3.39cm ²
			Appui	37.17	2.57		3HA14=4.62cm ²

IV.2.3. Vérification des armatures selon RPA99 (Art7.5.2.1) :

Longueurs de recouvrement :

- $\phi = 16mm \quad L_r > 40 \times 16 = 64cm \quad \text{on adopte } L_r = 70cm$
- $\phi = 14mm \quad L_r > 40 \times 14 = 56cm \quad \text{on adopte } L_r = 60cm$
- $\phi = 12mm \quad L_r > 40 \times 12 = 48cm \quad \text{on adopte } L_r = 50cm$

Les longueurs de recouvrement :

- La longueur minimale des recouvrements est :

- $\phi = 16mm : L_r = 40\phi = 40 \times 1,6 = 64cm \quad \text{Soit : } L_r = 70cm$
- $\phi = 14mm : L_r = 40\phi = 40 \times 1,4 = 56cm \quad L_r = 60cm$
- $\phi = 12mm : L_r = 40\phi = 40 \times 1,2 = 48cm \quad \text{Soit : } L_r = 50cm$

Armateur transversale :

Calcul de $\phi_t \leq \min(\phi^l_{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10})$ **BAEL91 article (H. III.3).**

Pour la poutre principale (35.45) cm² $\longrightarrow \phi_t \leq \min(1,2 ; 1,28 ; 3,5)$

Pour la poutre secondaire (30.40)cm² $\longrightarrow \phi_t \leq \min(1,2 ; 1,14 ; 3)$

Donc on prendre $\phi_t = 10mm$ et $A_t = 4\phi^8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

Calcul des espacements :

- zone nodale : $st \leq \min(\frac{h}{4} ; 12\phi^{min}) = \begin{cases} \text{poutres principales} & st = 10 \text{ cm} \\ \text{poutres secondaires} & st = 8 \text{ cm} \end{cases}$
- Zone courante : $st \leq \frac{h}{2} = \begin{cases} \text{poutres principales} & st = 15 \text{ cm} \\ \text{poutres secondaires} & st = 15 \text{ cm} \end{cases}$

Vérification dz section d'armatures transversales minimale :

On a : $A_{min} = 0.003 \times st \times b = 1.57 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée}$

IV.2.4 Vérifications nécessaires :

❖ **Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales :**

- $\begin{cases} \text{poutres principales} & A_{max} = 4\% b \times h = 63 \text{ cm}^2 > A_{cal} \dots\dots \text{Vérifiée.} \\ \text{poutres secondaires} & A_{max} = 4\% b \times h = 48 \text{ cm}^2 > A_{cal} \dots\dots \text{Vérifiée.} \end{cases}$ Zone courante
- $\begin{cases} \text{poutres principales} & A_{max} = 6\% b \times h = 94.5 \text{ cm}^2 > A_{cal} \dots\dots \text{Vérifiée.} \\ \text{poutres secondaires} & A_{max} = 6\% b \times h = 72 \text{ cm}^2 > A_{cal} \dots\dots \text{Vérifiée.} \end{cases}$ zone de recouvrement

❖ **Vérification à l'ELU**

- **Contrainte tangentielle maximale :**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_{bu}} = 3.33 \text{ MPa}$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau IV.2 Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	242.04	1.64	3.33	Vérifiée
Secondaires	73.74	0.65	3.33	Vérifiée

❖ Vérification à l'ELS :

- Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s' \quad \text{avec } A_s' = 0$$

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

Le tableau suivant résume les vérifications de contraintes de compression :

Tableau IV.3 Vérification de l'état limite de compression.

Poutres	Local	M_{max}^{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Principales	Travée	56.14	115167.8	13.2	6.44	15	Vérifiée
	Appui	64.7	122501.5	13.67	7.22	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	32.4	60156.4	10.96	5.9	15	Vérifiée
	Appui	34.13	69392.3	11.82	5.81	15	Vérifiée

- Etat limite de déformation :

Etat limite de déformation d'après le **BAEL 91** et **CBA 93** la vérification à l'flèche est inutile si :

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Tableau IV.4 Vérification de l'état limite de déformation.

Poutre	h_t (cm)	b (cm)	L (m)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{L} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Principale	45	35	6.75	4.62	0.066 > 0.062	0.066 > 0.036	0.004 ≤ 0.01
Secondaire	40	30	4.55	3.39	0.08 > 0.06	0.08 > 0.02	0.003 ≤ 0.01

❖ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

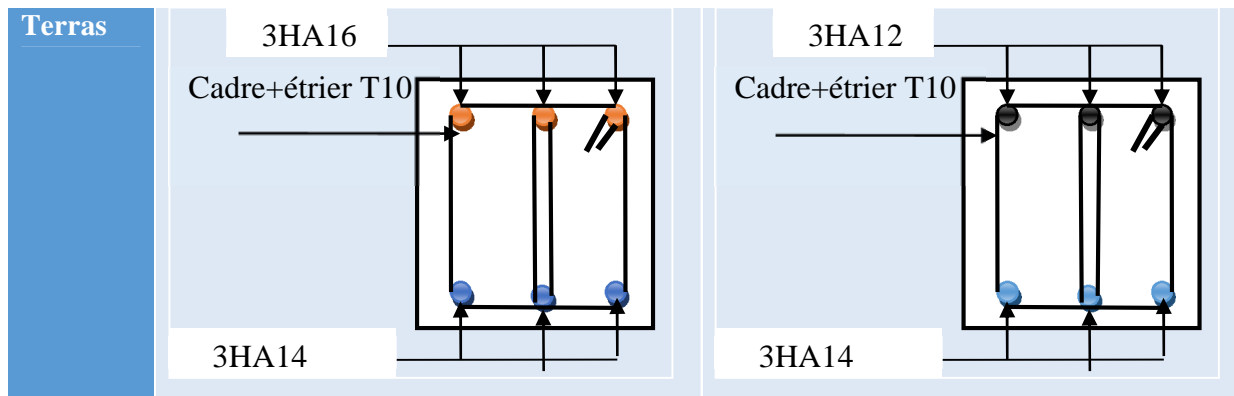
- Appui de rives : $A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

- Appui intermédiaire : $A_l \geq A_l^{inter} = \left(V^{max} + \frac{M_a}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Ferraillage des poutres :

Tableau IV5. -schémas de ferraillage des poutres principales et secondaires

	Poutre principale	Poutre secondaire
S-pant + 1 ^{er} +2 ^{em} étage	<p>2HA14+HA16</p> <p>3HA14+2HA16</p>	<p>2HA16+HA14</p> <p>4HA14</p>
3 ^{em} +4 ^{em} +5 ^{em} étage	<p>2HA14+HA16</p> <p>5HA16</p>	<p>3HA16</p> <p>3HA14</p>
6 ^{em} +7 ^{em} étage	<p>3HA16</p> <p>5HA16</p>	<p>HA16+2HA14</p> <p>3HA14</p>



IV.3. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables résultantes des combinaisons de calcul préconisées par les règlements en vigueur, à savoir :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \\ G + Q \end{cases}$$

Le ferrailage adopté sera le maximum obtenu avec les différentes sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N_{max} \rightarrow M_{corr} \\ M_{max} \rightarrow N_{corr} \\ N_{min} \rightarrow M_{corr} \end{cases}$$

IV.3.1. Recommandation du RPA99/Version2003

IV.3.1.1. Armatures longitudinales (Art 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique II est limité par :

- ✓ $A_{min} = 0.8 \% (b_1 * h_1)$
- ✓ $A_{max} = 4 \% (b_1 * h_1)$
- ✓ *en zone courant*
- ✓ $A_{max} = 6 \% (b_1 * h_1)$
- ✓ *en zone de recouvrement*
- ✓ $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- ✓ La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ .
- ✓ L'espace (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales. La zone nodale (figure IV.1) est définie par l' et h' tel que :

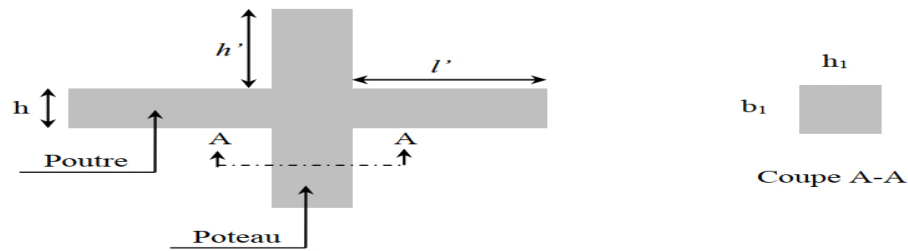


Figure IV.1. Zone nodale

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right) \end{cases}$$

IV.3.1.2. Armatures transversales (Art 7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

t : espacement entre les armatures transversales. Il est limité à :

$t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$ en zone nodale.

$t \leq 15\phi$ en dehors de la zone nodale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant. Il est pris égal à :

✓ 2.5 si $\lambda_g \geq 5$

✓ 3.75 si $\lambda_g < 5$

Avec $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$ l'élançement géométrique et a et b , les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de calcul considérée.

La quantité d'armatures transversales minimale :

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0.3\% (b_1 * t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% (b_1 * t) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpoler linéairement les valeurs précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

IV.3.2. Les sollicitations maximales :

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel ETABS 2016. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.6 Sollicitations dans les différents poteaux

Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		Comb	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		Comb	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		comb	V (KN)
	N (KN)	M(kn.m)		N (KN)	(KN.m)		M(kn.m)	N (KN)		
RDC	3088.6	56.53	ELA	-1031.87	13.76	ELA	128.88	1549.67	ELA	156.32
Ser+ET1	2665.05	29.56	ELA	-693.003	37.67	ELA	170.15	1757.01	ELA	156.32
ET2+ET3	1954.26	39.65	ELA	-313.16	17.24	ELA	124.73	1077.17	ELA	159.46
Et4+ET	1254.26	27.61	ELA	-92.3	18.07	ELA	132.3	640.67	ELA	161.92

5										
Et6+	662.27	18.48	ELA	-40.46	16.42	ELA	134.29	234.53	ELA	142.93
ET7										
Terrasse	175.53	42.18	ELA	1.5	12.6	ELA	56.51	149.11	ELA	36.35

IV.3.3. Calcul du ferrailage

IV.3.3.1. Ferrailage longitudinal

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau entre sol, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Exemple de calcul de ferrailage

Données : $M_{max} = 170.15 \text{ KN.m}$ et $N_{corr} = 1757.01 \text{ KN}$

$b = 65 \text{ cm}$; $h = 65 \text{ cm}$; $d = 62 \text{ cm}$

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 170.15 + 1757.01 \times \left(0.62 - \frac{0.65}{2} \right) = 688.46 \text{ KN.m}$$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.096 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.325 \text{ m}$ → N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{688.46 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.65^2 \times 18.48} = 0.149 \quad ; \quad \alpha = 0.202 \quad ; \quad z = 0.56 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 30.73 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}} = -13.71 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

Tableau IV.7 Ferrailage longitudinal des poteaux ;

Niveaux	Section (cm ²)	Type de section	Acal (cm ²)	A _{choisi} /fac (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{dop} (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC	65 × 65	S.E.T	13.48	5HA20=15.17	33.8	37.70	12HA20
service+ET	65 × 65	S.E.T	10.25	2HA20+3HA16=12.31	33,8	34.37	8HA20+6HA14
Etage2 et 3	60 × 60	S.E.T	4.64	5HA14=7.7	28,8	31.42	10HA20
Etage4 et 5	55 × 55	S.P.C	3.45	2HA14+2HA16=5.1	24,2	24.89	8HA14+4HA20
Etage6 et 7	50 × 50	S.P.C	2.83	3HA12 = 3.39	20	21.30	6HA16+6HA14
Terrasse	45×45	S.P.C	2.28	3HA12=3.39	16.2	18.47	12HA14

IV.3.3.2. Ferrailage transversal

a. Vérification des contraintes de cisaillements

Selon le **RPA99/V2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$

$$\text{Avec } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Exemple de calcul (RDC)

On a : $V_u = 235.37 \text{ KN}$, $d = 62 \text{ cm}$, $\lambda_g = 4.02 < 5$ → $\rho_d = 0.04$

→ $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{235.37 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.62} = 0.236 \text{ MPa} < \overline{\tau_{bu}} = 1 \text{ MPa}$ → pas risque de rupture par cisaillement

Les autres résultats de calcul sont illustrés dans le tableau suivant

Tableau IV.8 Vérification des contraintes de cisaillement

Niveaux	Section (cm ²)	I _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs
RDC	65 × 65	261.8	4.02	0.04	0.62	88.55	0.22	1	Vérifiée
service+1	65 × 65	214.2	3.29	0.04	0.62	156.32	0.39	1	Vérifiée
2 et 3	60 × 60	214.2	3.57	0.04	0.58	159.46	0.46	1	Vérifiée
4 et 5	55 × 55	214.2	3.89	0.04	0.52	161.92	0.56	1	Vérifiée
6 et 7	50 × 50	214.2	4.28	0.04	0.47	142.93	0.6	1	Vérifiée
Terrasse	45 × 45	214.2	4.76	0.04	0.42	36.35	0.19	1	Vérifiée

b. Calcul des armatures transversales

$$A_t = \frac{\rho \times V_u \times t}{h_1 \times f_e}$$

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 Ferrailage transversal des poteaux

Niveaux	RDC	S - ponte+ Etages 1	Etages 2 et 3	Etages 4 et 5	Etages 6 et 7	Terrasse
Section	65 × 65	65 × 65	55 × 55	50 × 50	50 × 50	45 × 45
ϕ _l ^{min} (cm)	2	1.4	1.6	1.4	1.2	1.4
l _f (cm)	261.8	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λ _g	4.02	3.29	3.57	3.89	4.28	4.76
V (KN)	88.55	156.32	159.46	161.92	142.93	36.35
t _{z.nodal} (cm)	10	10	10	10	10	10
t _{z.couran} (cm)	10	10	10	10	10	10
ρ	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
A _t (cm ²)	2.21	4.78	4.82	4.96	4.37	1.67
A _t ^{min} (cm ²)	5.55	5.55	5.13	4.7	4.27	3.84
A _t ^{adop} (cm ²)	8HA10 = 6.28	8HA10 = 6.28	8HA10 = 6.28	8HA10 = 6.28	6HA10=4.71	

IV.3.4. Vérifications nécessaires :

IV.3.4.1 Vérification au flambement :

Selon le BAEL91 (Art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_U = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

α : Coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

L'élancement mécanique est donné par :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \dots\dots\dots \text{ Pour une section rectangulaire.}$$

l_f : Longueur de flambement.

A_s : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$B_r = (b - 2) \times (h - 2)$ section réduite du poteau.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 Vérification au flambement des différents poteaux

Niveau x	h (m)	b (m)	l_f (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m)	N_u (KN)	N_d (KN)	Observation
RDC	0.65	0.65	261.8	13.59	0.824	50.56	0.3969	7505.49	1031.87	Vérifiée
Ser et 1	0.65	0.65	214.2	11.41	0.831	28.09	0.3969	6919.77	693	Vérifiée
2 et 3	0.6	0.6	214.2	12.36	0.829	24.63	0.3364	5874.56	313.16	Vérifiée
4 et 5	0.55	0.55	214.2	13.49	0.825	24.63	0.2809	4998.30	92.3	Vérifiée
6 et 7	0.50	0.50	214.2	14.84	0.82	18.08	0.2304	4014.33	40.46	Vérifiée
Terrasse	0.45	0.45	214.2	16.6	0.813	9.04	0.1849	3039.40	1.5	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc y a pas de risque de flambement.

IV.3.4.2 Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

Les sollicitations maximales obtenues à l'ELS sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.11 Les sollicitations maximales à l'ELS

Niveaux	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN)	Type de section
RDC	1520	24.4	S.E.C
SER+ 1	1355	45.71	S.E.C
2 et 3	967.65	44.71	S.E.C
4 et 5	643.81	48.22	S.E.C
6 et 7	350.6	52.40	S.E.C
Terrasse	86.78	27.25	S.E.C

Cas d'une section entièrement comprimé la vérification des contraintes ça sera comme suit :

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times V \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times V' \leq \overline{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :

$S = b \times h + 15(A + A')$: section homogénéisée

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} \times (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} \times 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A + A')}$$

$$V' = h - V$$

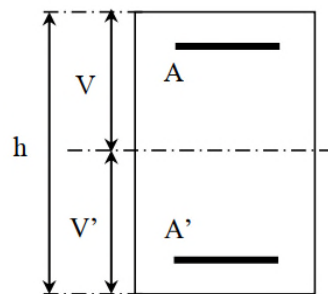


Figure V.2. Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.12 Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	RDC	SER+Etages 1	Etages 2 et 3	Etages 4 et 5	Etages 6 et 7	Terrasse
Section	65 × 65	65 × 65	60 × 60	55 × 55	50 × 50	45 × 45
d (cm)	62	62	57	52	47	42
A (cm ²)	15.71	12.31	7.7	5.1	3.39	3.39
V (cm)	32.5	32.5	0.3	0.275	0.25	0.225
V' (cm)	32.5	32.5	0.3	0.275	0.25	0.225
I_{yy'} (m ⁴)	0.014	0.014	0.0108	0.0076	0.0052	0.0034
N_{ser} (MN)	1.520	1.355	0.96765	0.64381	0.3506	0.8678
M_{ser} (MN.m)	0.0.244	0.04571	0.04418	0.04822	0.0524	0.0272
M_{serG} (MN.m)	0.0.244	0.04571	0.04418	0.04822	0.0524	0.0272
S (m ²)	0.422	0.422	0.36	0.302	0.25	0.2
σ_{bc1} (MPa)	4.15	4.25	3.41	3.86	3.9	6.17
σ_{bc2} (MPa)	3.04	2.16	1.95	0.39	1.1	2.5
σ_{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observations	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

IV.3.5. Vérification des zones nodales ;

Dans le but de permettre la formation des rotules plastique dans

✓ **Détermination du moment résistant dans les poteaux et poutres :**

Le moment résistant (Mr) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_r = Z \times A_s \times f_{st} \quad \text{avec : } Z : 0.9 \times h \quad (h : \text{hauteur totale de la section du béton}).$$

Tableau IV.13 Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A _s (cm ²)	f _{st} (MPa)	Mr (KN.m)
RDC	0.65	0.58	15.71	40	367.61
sanpant et 1	0.65	0.58	12.31	40	288.05
2 et 3	0.6	0.58	7.7	40	166.32

		4		0	
4 et 5	0.55	0.4	5.1	40	100.98
		9		0	
6 et 7	0.5	0.4	3.39	40	61.02
		5		0	
terrasse	0.45	0.4	3.39	40	54.918
				0	

Tableau IV.14 Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	Local	h (m)	z (m ²)	As (m ²)	os (MPa)	M _R (KN.m)
Rdc+s+1	Travée	0.45	0.405	7.1	400	115.02
	Appui	0.45	0.405	7.7	400	124.74
2+3+4	Travée	0.45	0.405	6.03	400	97.686
	Appui	0.45	0.405	8.04	400	130.248
5+6+7	Travée	0.45	0.405	6.03	400	97.686
	Appui	0.45	0.405	9.1	400	147.42
T	Travée	0.45	0.405	4.62	400	74.844
	Appui	0.45	0.405	6.03	400	97.686

Tableau IV.15 Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	Local	h (m)	z (m ²)	As (m ²)	os (MPa)	M _R (KN.m)
Rdc+s+1	Travée	0.4	0.36	4.62	400	66.528
	Appui	0.4	0.36	5.56	400	80.064
2+3+4	Travée	0.4	0.36	6.03	400	86.832
	Appui	0.4	0.36	6.03	400	86.832
5+6+7	Travée	0.4	0.36	4.62	400	66.528
	Appui	0.4	0.36	5.1	400	73.44
T	Travée	0.4	0.36	3.39	400	48.816
	Appui	0.4	0.36	4.62	400	66.528

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau IV.16 Vérification des zones nodales selon le sens principale

Niveaux	Poutres principaux						Observation
	M _n (KN.m)	M _s (KN.m)	M _{n+M_s} (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	1,25(M _w +M _e) (KN.m)	

RDC	367.61	367.61	735.22	115.0 2	124.7 4	299.7	Vérifiée
S+1	288.05	288.05	576.1	115.0 2	124.7 4	299.7	Vérifiée
2+3	166.32	166.32	332.64	97.68	130.2	284.91	Vérifiée
4+5	100.98	100.98	201.96	97.68	130.2	284.91	Vérifiée
6+7	61.02	61.02	122.04	97.68	147.4	306.38	Vérifiée
T	54.918	54.918	109.836	74.84	97.68	215.66	Vérifiée

Tableau IV.17 Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveaux	Poutres principaux						Observation
	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w + M_e)$ (KN.m)	
RDC	367.61	367.61	735.22	66.52	80.06	183.24	Vérifiée
S- pont+1etag	288.05	288.05	576.1	66.52	80.06	183.24	Vérifiée
2+3 (étage)	166.32	166.32	332.64	86.83	86.83	217.08	Vérifiée
4+5 (étage)	100.98	100.98	201.96	86.83	86.83	217.08	Vérifiée
6+7(étage)	61.02	61.02	122.04	66.528	73.44	174.96	Vérifiée
Terras	54.918	54.918	109.836	48.81	66.52	144.18	Verifie

Ferraillage des poteaux S.S + RDC

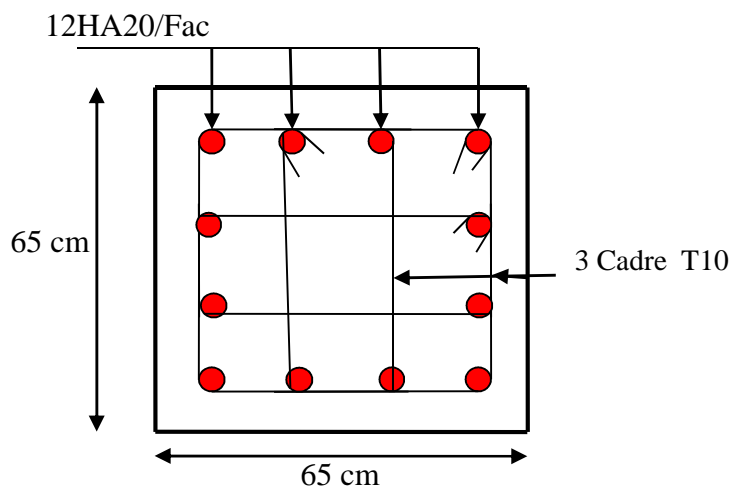


Figure IV.3 Schéma de ferraillage des poteaux

IV.4. Etude des voiles :

IV.4.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant 14 m de hauteur en zone II.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leurs bases, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{cases}$$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M_{max} \rightarrow N_{corres} \\ N_{max} \rightarrow M_{corres} \\ M_{min} \rightarrow M_{corres} \end{cases}$$

IV.4.2. Recommandation du RPA :

✓ Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être prise en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que $A_{min} = 0.2 \times L_t \times e$. Avec L_t : longueur de la zone tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

✓ Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_L$.

✓ Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
 - {Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - {En zone courante 0,10 %
- L'espacement des barres horizontales et verticales est : $St \leq \min(1,5e ; 30cm)$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 1. 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
 2. 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1.1 \times \frac{V}{f_e} \text{ Avec } V = 1.4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

IV.4.3. Calcul de ferrailage :

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$).

✓ Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS v2016, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.18 Sollicitations maximales dans le voile Vx1

Etage	N _{max} < M _{cor}		M _{max} < N _{cor}		N _{min} < M _{cor}		V _u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	- 3852.87	- 2981.43	- 3852.87	- 2981.43	- 761.88	939.45	

Données : $L = 4.15 \text{ m}$; $e = 0.2 \text{ m}$; $d = 4.1 \text{ m}$; $d' = 0.05 \text{ m}$.

a. Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{2981.43}{3852.87} = 0.77 < \frac{L}{2} = 2.075 \text{ m}$ → N Effort de compression et c le centre de pression est à l'intérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$\text{On a : } M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 2981.43 \times 10^{-3} + 3852.87 \times 10^{-3} \left(4.1 - \frac{4.15}{2} \right)$$

$$\rightarrow M_{UA} = 10.78 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{ua} = 3852.87 \times 10^{-3} \times (4.1 - 0.05) - 10.78 = 4.82$$

$$(0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} = (0.337 \times 4.15 - 0.81 \times 0.05) \times 0.2 \times 4.15 \times 18.48 = 20.83$$

Donc $4.82 < 20.83$ → Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.78}{0.2 \times 4.1^2 \times 18.48} = 0.169 < \mu_l = 0.372 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.32 ; z = 3.56 \text{ m} \rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 75.7 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 60.38 \times 10^{-4} - \frac{2.8569}{400} \rightarrow \text{soit } A_s = -20.61 \text{ cm}^2$$

✓ Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

On a :

$$\begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

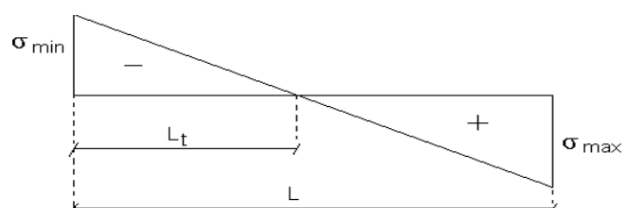


Figure IV.4. Schémas des contraintes.

avec :

l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile)

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile)

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times V$$

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile)

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times V = \frac{3852.87 \times 10^{-3}}{0.83} + \frac{2981.43 \times 10^{-3}}{1.19} \times 2.075 = 9.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times V = \frac{3852.87 \times 10^{-3}}{0.83} - \frac{2981.43 \times 10^{-3}}{1.19} \times 2.075 = 0.56 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} l_t = \frac{0.56 \times 4.15}{0.56 + 9.83} = 0.22 \text{ m} \\ l_c = 4.15 - 2 \times 0.22 = 3.7 \text{ m} \end{cases}$$

b. Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{939.45}{761.88} = 1.23 < \frac{L}{2} = 2.075 \text{ m} \rightarrow N$ Effort de compression et c le centre de pression est à l'intérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$\text{On a : } M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 939.45 \times 10^{-3} + 761.88 \times 10^{-3} \left(4.1 - \frac{4.15}{2} \right)$$

$$\rightarrow M_{UA} = 2.48 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{ua} = 761.88 \times 10^{-3} \times (4.1 - 0.05) - 2.48 = 0.6$$

$$(0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} = (0.337 \times 4.15 - 0.81 \times 0.05) \times 0.2 \times 4.15 \times 18.48 = 20.83$$

Donc $0.6 < 20.83 \rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.48}{0.2 \times 4.1^2 \times 18.48} = 0.039 < \mu_l = 0.372 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.05 ; z = 4.01 \text{ m} \rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 15.46 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 15.46 \times 10^{-4} - \frac{761.88}{400} \rightarrow \text{soit } A_s = -25.2 \text{ cm}^2$$

✓ **Détermination des longueurs (tendue et comprimée)**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times V = \frac{761.88 \times 10^{-3}}{0.83} + \frac{939.45 \times 10^{-3}}{1.19} \times 2.075 = 2.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times V = \frac{761.88 \times 10^{-3}}{0.83} - \frac{939.45 \times 10^{-3}}{1.19} \times 2.075 = 0.713 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} l_t = \frac{0.718 \times 2}{0.718 + 2.55} = 0.91 \text{ m} \\ l_c = 4.15 - 2 \times 0.91 = 2.32 \text{ m} \end{cases}$$

✓ **Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :**

$$\begin{cases} A_{min}^{z,t} = 0.2\% (e \times l_t) = 0.2\% (0.2 \times 0.91) = 3.64 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^{z,c} = 0.1\% (e \times l_c) = 0.1\% (0.2 \times 2.32) = 4.64 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ **Armatures minimales dans les voiles :**

Selon le RPA99/V2003, on a : $A_{min} = 0.15\% (0.2 \times 4.15) = 12.45 \text{ cm}^2$

✓ **Espacement des barres verticales :**

$st \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \rightarrow st \leq 20 \text{ cm}$

✓ **Armatures horizontales :**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante : $\frac{A_h}{b_0 \times st} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})}{0.9 \times f_e}$

Avec : $k = 0$ par ce que il y a reprise de bétonnage a chaque niveau

D'où : $A_h \geq \frac{\gamma_s \times \tau_u \times b_0 \times st}{0.9 \times f_e}$; $\tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 761.88 \times 10^{-3}}{0.2 \times 4.1} = 1.29 MPa$

$\tau_u = 1.29 MPa < \bar{\tau}_u = 5 MPa$ Pas de risque de rupture par cisaillement

Donc : $A_h = \frac{1 \times 1.52 \times 0.2 \times 0.2}{0.9 \times 400} = 1.64 cm^2$

Choix des barres : 2HA14 par section chaque 20 cm.

Soit 5HA14/ml

Tableau IV.19 Ferrailage du voile Vx1

Section	RDC+SAN+1	Etage 2-3-4	Etage 5-6-7
L (m)	4.15	4.15	4.15
e (m)	0.2	0.2	0.2
N (KN)	-761.88	-539.55	-216.1
M (KN.m)	939.45	400.35	202.51
d (m)	4.1	4.1	4.1
V (KN)	704.99	518.4	328.12
τ_u (MPa)	1.3	0.885	0.56
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	0	0	0
A^{min} (cm ²)	12.45	12.45	12.45
I (m ⁴)	1.19	1.19	1.19
V (m)	2.075	2.075	2.075
σ_1 (MPa)	2.55	1.34	0.61
σ_2 (MPa)	0.713	0.047	0.09
l_t (m)	0.91	0.14	0.54
l_c (m)	2.32	3.86	3.06
$A_{min}^{z.t}$ (cm ²)	3.64	0.56	2.16
$A_{min}^{z.c}$ (cm ²)	4.64	7.72	6.12
$A_{v/face}^{adopté}$ (cm ²)	8HA20+8HA16	10HA14	6HA14
S_t (m)	0.2	0.2	0.2
A_h^{cal} (cm ²)	1.64	1.05	0.91
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.45	0.45

Tableau IV.20. Ferrailage du voile Vy1

Section	E.sol et RDC	Etage 1-2-3-4	Etage 5-6-7
L (m)	3.5	3.5	3.5
e (m)	0.2	0.2	0.2
N (KN)	-420.51	-245.61	-71.31
M (KN.m)	741.52	617.7	193.86
d (m)	3.45	3.45	3.45
V (KN)	620.18	506.4	224.35
τ_u (MPa)	1.37	1.04	0.45

$\bar{\tau}_u$ (MPa)	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	0	0	0
A^{min} (cm ²)	4 epingle T8/m ²	10.5	10.5
I (m ⁴)	0.71	0.71	0.71
V (m)	1.75	1.75	1.75
σ_1 (MPa)	2.41	1.86	0.57
σ_2 (MPa)	-1.21	-1.16	-0.37
l_t (m)	1.17	1.34	1.37
l_c (m)	1.15	0.81	0.37
$A_{min}^{Z.t}$ (cm ²)	4.68	5.36	5.48
$A_{min}^{Z.c}$ (cm ²)	0.86	1.62	0.74
$A_{v/face}^{adopté}$ (cm ²)	10HA20	6HA14	6HA12
S_t (m)	0.2	0.2	0.2
A_h^{cal} (cm ²)	2.2	1.1	0.82
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.45	0.45
$A_h^{adopté}$ (cm ²)	2HA14	2HA10	2HA8

Exemple de ferrailage. Voile Vx1 RDC

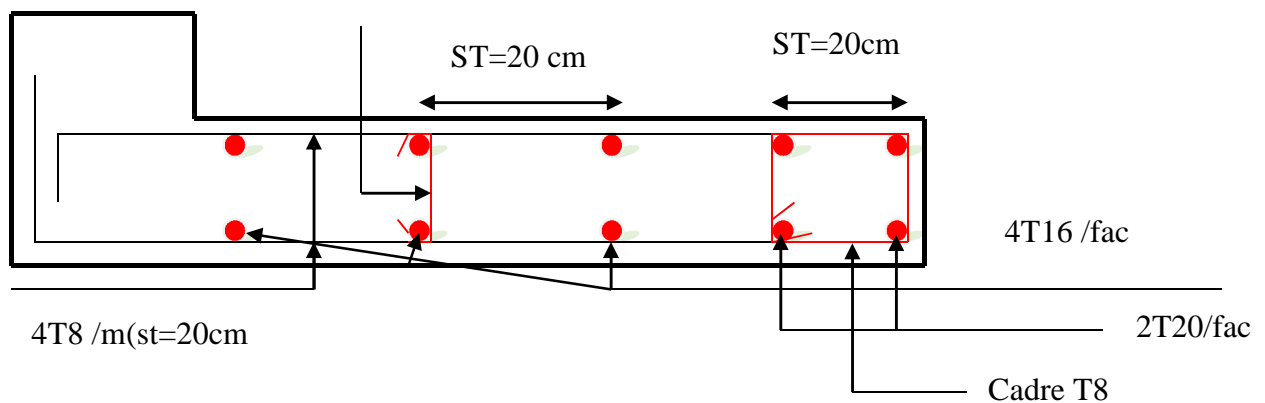


Figure IV.4 Schéma de ferrailage des voile

IV.5. Conclusion :

Après l'étude des éléments porteurs on constate que :

- Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations,
- Ils sont ferrillés souvent par le minimum du RPA, cela est dû à l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques,
- Les exigences du **RPA** valorisent la sécurité par rapport à l'économie.

V.1. Introduction :

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- ✓ La capacité portante du sol ;
- ✓ La charge à transmettre au sol ;
- ✓ La dimension des trames ;
- ✓ La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- ✓ Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- ✓ Les fondations semi-profondes
- ✓ Fondation profonde (semelle sous pieux)

V.2. Combinaisons de calcul :

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99/2003, Article 10.1.4.1), se fait sous les combinaisons suivantes:

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

V.3. Reconnaissance du sol :

D'après le rapport du sol, la structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 1.2 bars pour une profondeur de 3 m.

V.4. Choix du type de fondation :

V.4.1. Vérification de la semelle isolée :

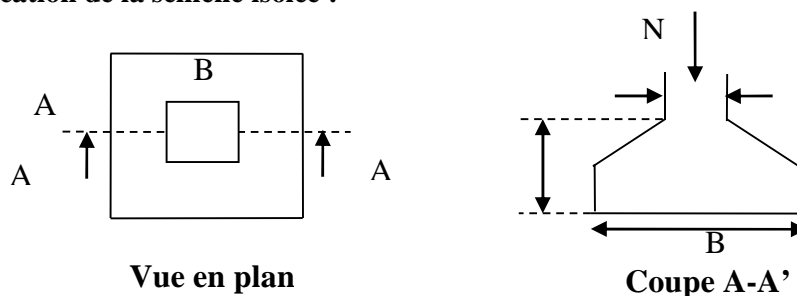


Figure V.1. Présentation des semelles isolées

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

N.B : Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N_s : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELS ; obtenu par le ETABS V16.2. ; $N_s = 2345.0572\text{KN}$

Poids de l'avant poteaux : $0.65 \times 0.65 \times 1 \times 25 = 10.56\text{ KN}$

Poids de la semelle estime forfaitairement à 20 KN

Poids du remblai sur la semelle forfaitairement ; $20 \times 1 \times 1 = 20\text{KN}$

$$N = N_{\text{sup}} + N_{\text{inf}} + 20 + 20 = 2345.057 + 10.56 + 20 + 20 = 2395.617\text{KN.}$$

S : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}} \Rightarrow \text{avec } \sigma_{\text{sol}} = 1.2 \text{ bars} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{2395.617}{120}} = 4.46$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

V.4.2. Vérification de la semelle filante :

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 6 poteaux.

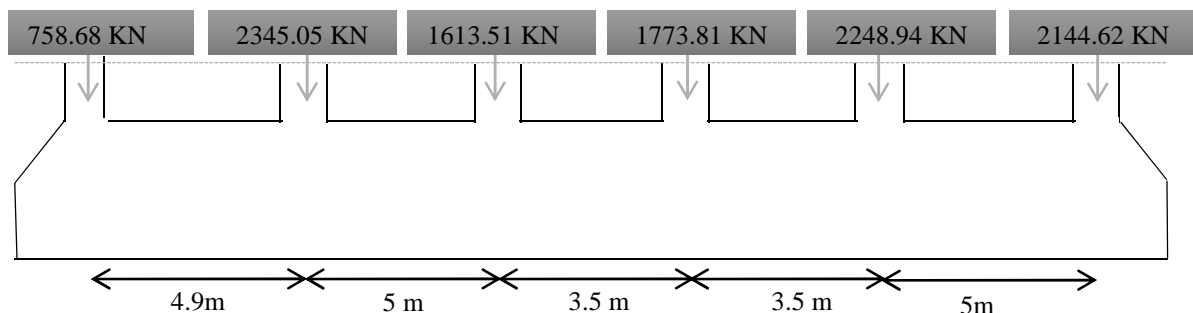


Figure.V.2 : Semelle filante

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N = \sum N_i = 10884.61\text{KN}$$

Poids de l'avant poteaux : $0.65 \times 0.65 \times 1 \times 25 \times 6 = 63.37\text{ KN}$

Poids de la semelle estime forfaitairement à 200 KN

Poids du remblai sur la semelle estime $b \times L \times h = 468\text{ KN}$

D'où l'effort total à prendre égale a : $10884.61 + 63.37 + 200 + 468 = 11615.98\text{KN}$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{11615.98}{120 \times 23.4} = 4.13\text{ m}$$

On remarque que l'utilisation des semelles filantes ne convient pas non plus pour notre cas à cause du chevauchement. On opte donc pour un radie général.

V.5. Radier général :

V.5.1. Caractéristiques géométriques du radier :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol.
- ✓ Les charges transmises au sol sont importantes.
- ✓ Les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

✓ Condition de coffrage :

h_t : hauteur des nervures.

✓ **Nervure:** $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{720}{10} = 72cm \Rightarrow h_t = 80cm$

✓ **Dalle:** $h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{720}{20} = 36cm \Rightarrow h_r = 40cm$

$L_{max} = 7.2m$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

h_t : Hauteur de la nervure.

h_r : Hauteur du radier.

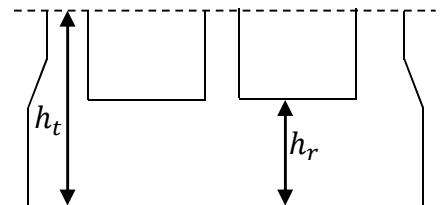


Figure V.3 : Dimensions du radier

✓ Condition de rigidité

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \times E \times I) / (K \times b)}$$

Avec

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (sol moyen);

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$;

b : largeur de la semelle ;

I : inertie de la semelle ;

h_t On a : $I = \frac{a \times h^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \Rightarrow h \geq 1.18m$

Donc : La hauteur nervure: $h_t = 120cm$

La hauteur de radier: $h_r = 40cm$

✓ **Calcul de la surface du radier :**

N_{ser} : L'effort de service de la superstructure. $N_{ser} = 45674.1 \text{ kN}$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 380.61 \text{ m}^2 \Rightarrow S_{radier} \geq 380.61 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment $S_{bat} = L_x \times L_y = 25.9 \times 21.4 = 554.26 \text{ m}^2$

Donc on prend $S_{radier} = 555 \text{ m}^2 \Rightarrow$ un radier sens débord.

✓ **Dimensions du radier :**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure $h_t = 120 \text{ cm}$

Hauteur de la table du radier $h_r = 0.4 \text{ m}$;

Enrobage $d' = 0.03 \text{ m}$.

La surface du radier $S_{rad} = 555 \text{ m}^2$

V.5.2. Vérifications nécessaires

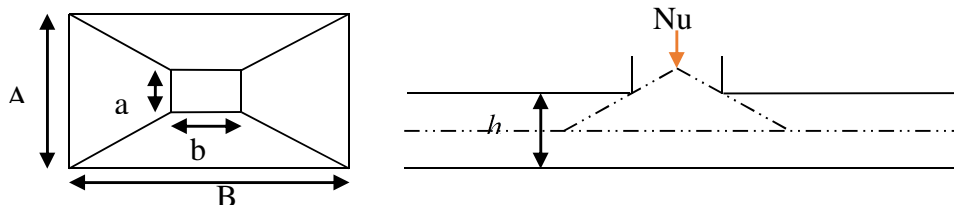


Figure V.4 : Présentation de zone d'impact de la charge compactée

✓ **Vérification de la contrainte dans le sol :**

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS.

D'après l'AUTOCAD :

$$X_G = 9.26 \text{ m} \quad \text{et} \quad I_{xG} = 11083.9 \text{ m}^4 \quad ; \quad Y_G = 12.43 \text{ m} \quad \text{et} \quad I_{yG} = 11852 \text{ m}^4$$

$$M_{ser} = N_{ser} \times e$$

$$\begin{cases} e_x = 14.38 - 9.26 = 5.12 \text{ m} \\ e_y = 14.26 - 12.43 = 1.83 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = N_{ser} \times e_y = 45.67 \times 1.83 = 83.57 \text{ MN.m} \\ M_y = N_{ser} \times e_x = 45.67 \times 5.12 = 233.83 \text{ MN.m} \end{cases}$$

$$N_{ser} = 45.67 \text{ MN} ; M_x = 83.57 \text{ MN.m} ; I_{xG} = 12083.9 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{45.67}{555} + \frac{83.57}{12083.9} \times 12.43 = 0.12 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{45.67}{555} - \frac{83.57}{12083.9} \times 12.43 = 0.035 \text{ MPa} \end{cases}$$

On est dans le cas d'un diagramme trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\text{Avec :} \quad \bar{\sigma}_{sol} = 0.12 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

$$\text{Ce qui donne:} \quad \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.156 + 0.038}{4} = 0.105 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.12 \text{ MPa}$$

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \dots \text{CBA 93 (A.5.1.2.1.1)}.$$

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

N_d : Effort normal de calcul résultant de la combinaison ELU la plus défavorable.

$$N_d = 64633 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{64633 \times 7.2}{2 \times 555} = 412.81 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{412.81 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0.165 \text{ m} \quad \text{c'est vérifié car } h = 35 \text{ cm}$$

✓ **Vérification au poinçonnement :**

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **BAEL91 (Art A.5.2 ,42)**

N_U : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier : $U_c = 2 \times (A + B)$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} ; \text{ On } a=b \Rightarrow A = B = 0.70 + 0.70 = 1.4 \text{ m}$$

On trouve $U_c = 5.6$

$$N_u = 1891.05 < 0.045 \times 5.6 \times 1.2 \times \frac{25 \times 1000}{1.5} = 5040 \text{ KN} \text{ (La condition est vérifiée).}$$

✓ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N_u \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1.15$ (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 555 \text{ m}^2$ (surface du radier).
- $H = 1.00 \text{ m}$, (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N_u = 64633 \text{ KN} > 1.15 \times 3.74 \times 555 \times 10 = 31135.5 \text{ KN} \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

V.5.3. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicitée à la flexion simple. Le calcul se fera pour un panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour les autres.

$L_x = 4.25 \text{ m}$ et $L_y = 6.55 \text{ m}$

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.4 = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$$

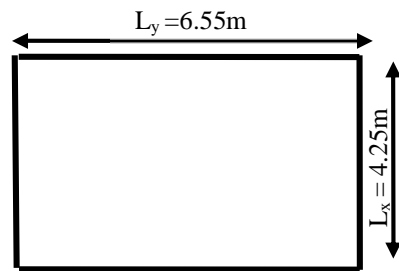


Figure V.5. Dalle sur quatre appuis.

✓ Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{64633}{555} + 1.35 \times 10 \Rightarrow q_u = 129.95 \text{ KN} / \text{m}^2$$

✓ L'ELU :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.25}{6.55} = 0.64 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0765 \\ \mu_y = 0.3472 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 179.56 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 62.34 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 134.67 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 46.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -89.78 \text{ KN.m} = -57.75 \text{ KN.m}$$

✓ Ferrailage :

Le ferrailage est calculé en flexion simple comme une dalle sur quatre appuis. Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant

Tableau V.1. Section d'armateur du radier.

Localisation		M (KN.m)	$A_{calculée} (cm^2/ml)$	$A_{min} (cm^2/ml)$	$A_{choisie} (cm^2/ml)$	$S_t (cm)$
Travée	x-x	134.67	12.6	3.76	5HA20=15.71	25
	y-y	46.78	4.25	3.2	5HA12=5.65	25
Appui		89.78	8.28	3.76	5HA16=10.05	25

• Condition de non fragilité

On a $e = 40 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$ et $\rho = 0.48 > 0.4$

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0.0008 \left(\frac{3 - 0.64}{2} \right) \times 1 \times 0.04 = 3.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0.0008 \times 0.4 = 3.2 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification à l'ELS :

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow \frac{45674.1}{555} + 10 = 92.29 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0819 \\ \mu_y = 0.5117 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 127.52 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 44.27 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 95.64 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 33.2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -63.76 \text{ KN.m}$$

- Vérification des contraintes :

Tableau V.2. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
Travée	x-x	95.64	11.05	203662	6.62 < 15	233.19 > 201,63
	y-y	33.2	7.11	87697	5.06 < 15	319.19 > 201,63
Appui		63.76	9.16	142460	5.23 < 15	238.48 > 201,63

Tableau V.3. Section d'armature du radier à l'ELS.

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
Travée	x-x	95.64	11.91	234307	6.2 < 15	196.02 > 201,63
	y-y	33.2	9.99	165198	3.74 < 15	153.66 > 201,63
Appui		63.76	9.9	165198	4.87 < 15	200.19 > 201,63

- Vérification des espacements :

$$S_t \leq \min(2.5 h_r ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

Schéma de ferrailage : le schéma de ferrailage du radier .

Schémas de ferrailage

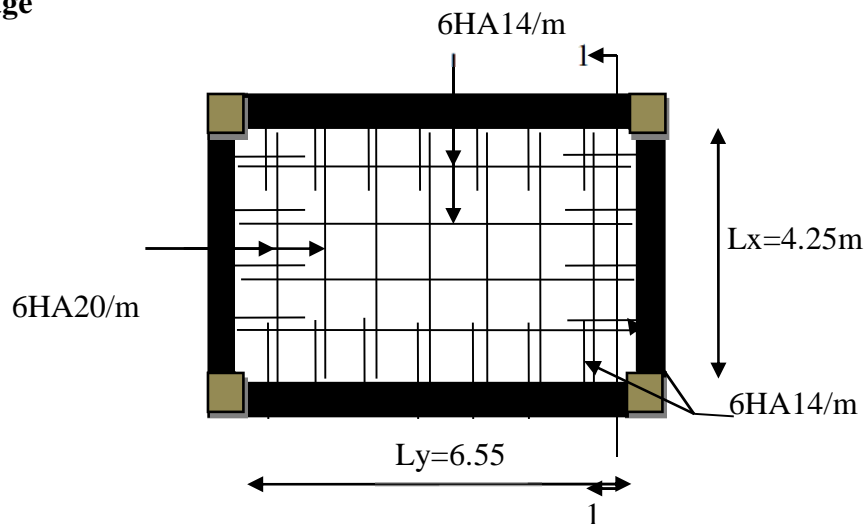


Figure V.6. Schéma de ferrailages de radier

V.6. Etudes des nervures:

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de rupture, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

P_m : Charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.

P_v : Charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle

Tableau. V.4. Les charges dans les nervures

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right]$	$P_m = \frac{2ql_x}{3}$
$P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) L_{xd} \right]$	$P_v = \frac{1ql_x}{2}$

Avec : $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$, $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$

$Q_u = 129.65 \text{KN/m}^2$, $Q_s = 92.29 \text{KN/m}^2$

On traitera un exemple de nervure dans chaque sens :

✓ Sens X-X

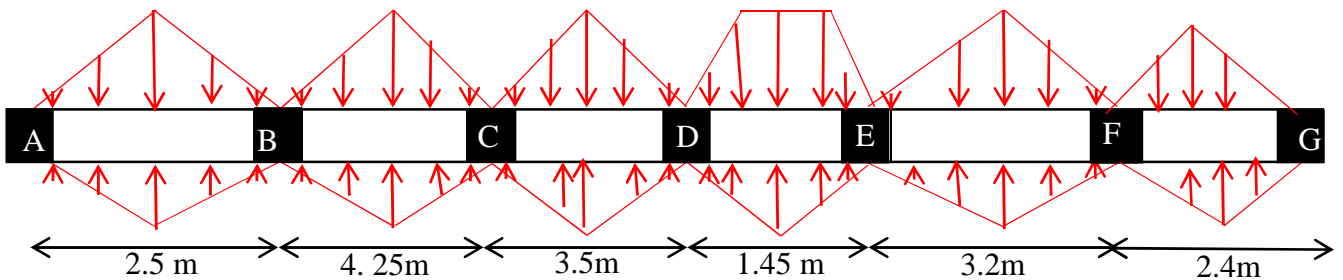


Figure.V.7. : Schéma des nervures dans le sens x-x

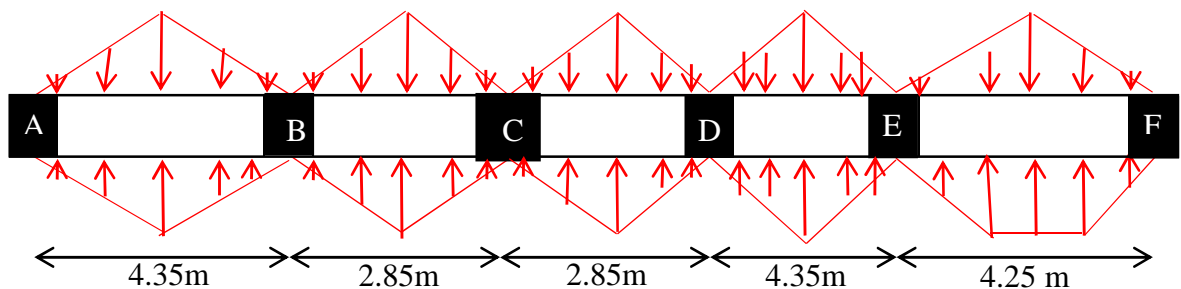


Figure .V.8: Schéma des nervures dans le sens y-y

V.6.1.Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

↳ Moments aux appuis :
$$M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

↳ Moment en travée :

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

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

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis gauche et droit respectivement

ELU

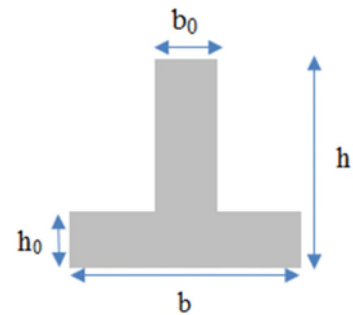
Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.5. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.

Sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)
x-x	AB	2.5	432.16	0	-710.44	1.25	-17.58
	BC	4.25	734.68	-710.44	-799.95	2.09	908.6
	CD	3.5	605.03	-799.95	-406.2	1,9	278.58
	DE	1.45	250.65	-406.2	-301.25	1.09	-278.11
	EF	3.45	596.39	-301.2	-293.41	1,72	-590
	FG	1.75	302.51	-293.41	0	1.42	15.55
y-y	AB	4.45	547.58	0	-916.19	1.84	906.2
	BC	2.85	350.70	-916.19	-214.48	2.12	-122.84
	CD	2.85	350.702	-214.48	-581.44	1.05	563.38
	DE	4.45	547.58	-581.44	-789.85	2.13	874.07
	EF	4.35	535.5	-789.85	0	2.51	736.27

Tableau V.6. Sollicitation nervures à l'ELS selon les deux sens.

Sens	Travée	L (m)	q _m (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M _t (KN.m)
x-x	AB	2.5	307.63	0	-783.50	1.12	-113.269
	BC	4.25	522.97	-783.50	-889.75	2.07	344.74
	CD	3.5	430.68	-889.75	-451.80	2.04	1047.11



x-x	DE	1.45	178.42	-451.80	-431.61	0.8	-292.582
	EF	3.45	424.534	-431.61	-420.52	1.73	470.24
	FG	1.75	215.343	-420.52	0	1.99	6.24.25
y-y	AB	4.45	547.587	0	-901.65	1.85	-137.107
	BC	2.85	280.561	-901.65	-171.58	1.15	829.08
	CD	2.85	280.561	-171.58	-465.15	1.13	631.35
	DE	4.45	438.069	-465.15	-707.28	2.12	-534.1
	EF	4.35	547.58	0	-901.65	1.85	-137.107

V.6.2.Ferraillage des nervures :

Le ferraillage des nervure se fai à la flexion simple pour une section en T.

✓ Détermination de la largeur efficace b selon les deux sens :

On a:

$$h = 1.2 \text{ m} \quad , \quad h_0 = h_r = 0.4 \text{ m}$$

$$b_0 = 0.65\text{m} \quad , \quad d = 0.62 \text{ m}$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots (\text{CBA. Art 4.1.3})$$

$$b = 1.2 \text{ m}$$

Figure V.9. Section de la nervure.

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Résultats de ferraillage des nervures.

Localisation	M(KN.m)	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	
x-x	Travée	906.2	23.19	9.18	3HA25+3HA20
	Appui	916.50	20.32	9.18	3HA25+3HA20

y-y	Travée	908.6	23.12	9.18	3HA25+3HA20
	Appui	799.9	23.39	9.18	3HA25+3HA20

V.6.3. Vérifications nécessaires :

• Vérification des efforts tranchants à l'ELU :

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

Fissuration nuisible $\Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$

Selon le Sens XX : $\tau_u = 0.552 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Selon le Sens YY : $\tau_u = 1.024 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

• Vérification des contraintes :

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} = \frac{829.08 \times (901.65 - 8.8)}{434104.9} = 2.9 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.8. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		$M_{ser}(KN.m)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}(MPa)$
x-x	Travée	829.08	10.8	434104.9	7.07 < 15	324.44 < 201.63
	Appui	901.65	8.8	290224.4	8.97 < 15	355.77 < 201.63
y-y	Travée	344.74	28.83	3379363	2.9 < 15	134.9 < 201.63
	Appui	889.75	30.74	327903	8.34 < 15	351.08 > 201.63

On remarque que la contrainte de l'acier en appuis dans le sens y-y n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section d'acier.

Tableau.V.9. : Vérification des contraintes dans les nervures après l'augmentation de A_s

Localisation		Choix par (m)	$A_s (cm^2)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$
x-x	travée	6HA20+6HA16	41.51	36.94	5241710.1	5.84	189.93
	appui	6HA25+6HA20	45.55	52.41	5437542.6	6.66	191.05
y-y	Travée	4HA25+2HA20	23.74	28.83	3379363	2.9	134.91
	appui	6HA25+6HA20	45.55	40.18	5437542.6	6.57	188.53

Tableau V.10. Ferrailage des nervures.

$A_p = 3 \text{ cm}^2$ pour 1 m de hauteur (CBA Art A-7-3)

Donc : $A_p = 3 \times 1.2 = 3.3 \text{ cm}^2$.

Soit : 2HA14 = 4.02 cm² par fac

Schéma de ferrailage

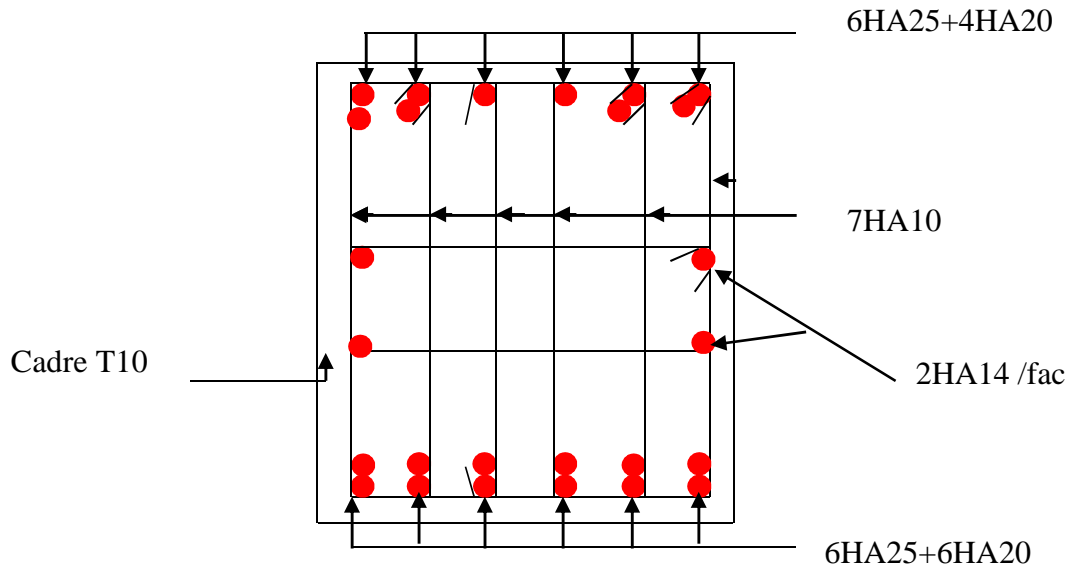


Figure VI.10: Schéma de ferrailage selon yy

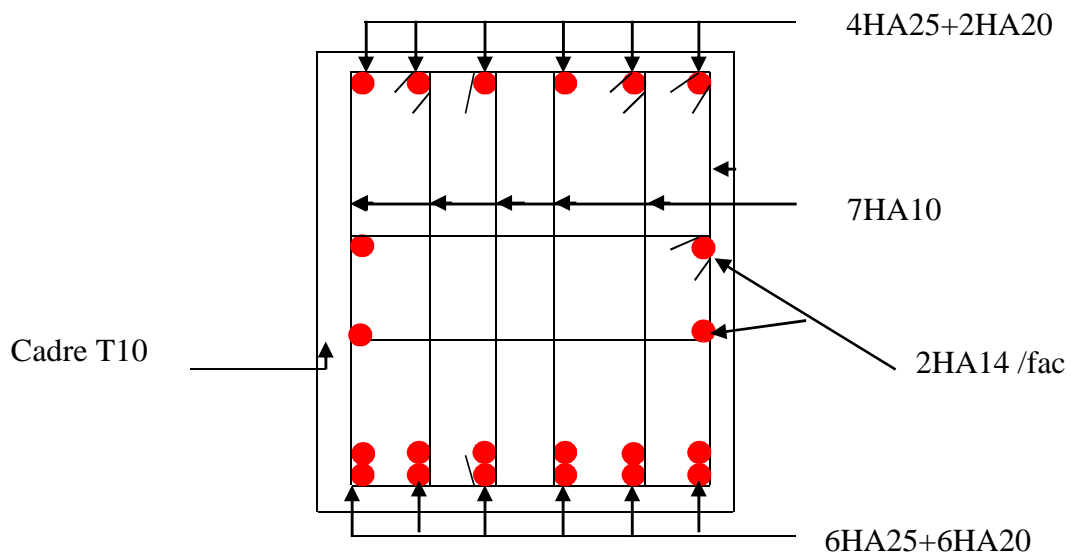


Figure VI.11: Schéma de ferrailage selon xx

V.7.Voile périphérique :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les

charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

V.7.1. Etude du voile périphérique :

a. Pré dimensionnement:

D'après le **RPA 99/2003 (Art 10.1.2)**, Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière impotonte

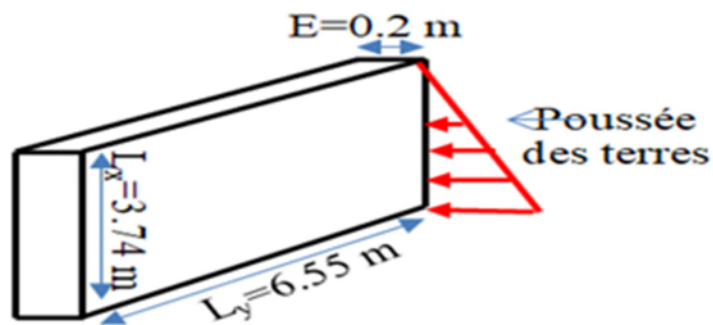


Figure.V.12. Dimension de voile

b. Dimensionnement des voiles

- Hauteur $h=3.74$ m
- La longueur $L = 6.55$ m
- Épaisseur $e=20$ cm .

c. Caractéristiques du sol (selon le rapport du sol)

- Poids spécifique $\gamma_h = 19,90$ KN/m³
- Cohésion (Sol non cohérent) = 0.57 bar
- Angle de frottement : $\varphi \in 10^\circ-20^\circ = 10$.

V.7.2. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique et soumis à :

✓ La poussée des terres :

$$G = h \times (\gamma_h \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C_u \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right))$$

En béton armé, l'effet de la cohésion est négligée (effet favorable).

$$G = 3,74 \times 19,90 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{10}{2} \right) - 2 \times 0,57 \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{10}{2} \right) = 51,22 \text{ KN/m}^2$$

✓ La poussée due à la surcharge : $q = 10$ KN/m².

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 6,99 \text{ KN/m}^2$$

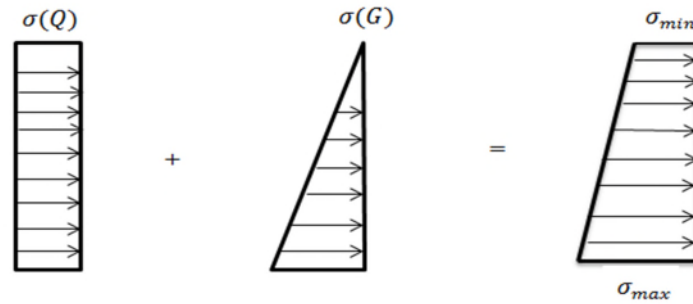


Figure V.13. Le diagramme des contraintes.

$$\sigma_{min} = 1.5 \times Q = 10.48KN/m^2$$

$$\sigma_{max} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 79.63KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 65.34KN/m^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 65.34KN/ml.$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.74 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 6.55 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m}$$

$$\rho = 3.74 / 6.55 = 0.55 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,55 \Rightarrow ELU \mu_x = \mu_y = 0.0894 \text{ } 0.2500$$

$$M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times q_u = 0.0894 \times (3.97)^2 \times 62.34 = 87.84KN.m$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.2500 \times 87.84 = 21.95KN.m$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 74.66KN.m$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 18.66KN.m$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,3M_{0x} = 26.35KN.m$$

$$\text{Avec : } A_{min} = 0,1\% \times b \times h$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.10. Ferrailage des voiles périphérique

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	x-x	74.66	0.163	0.223	0.164	13.09	2	9HA14=13.85
	y-y	18.66	0.041	0.052	0.176	3.044	2	4HA10=3.14
Appui		26.35	0.057	0.074	0.175	4.337	2	4HA12=4.52

✓ **E spacements :**

$$\begin{cases} \text{sens } xx : S_t \leq \min(2 \times e ; 25cm) = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm.} \\ \text{sens } yy : S_t \leq \min(2 \times e ; 25cm) = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

V.7.3. Vérifications nécessaires :

a. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28} ; 3MPa) = 2.5MPa, \text{ fissuration nuisible.}$$

On a $Vx = \frac{Qu \times Lx \times Ly^4}{2 \times (Lx^4 + Ly^4)} = 124.46 KN$

$$\tau_u = 0.69MPa < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

b. Vérification des contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} y < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = 201.63 MPa \end{array} \right.$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 58.21KN/m^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 6.99KN/m^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 40.16 KN/m^2$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$M0x = 0,0936 \times 40.16 \times 3,972 = 59.24KN.m$$

$$M0y = 0,4150 \times M0x = 24.585KN.m$$

➤ **Les moments corrigés**

$$Mx = 0,85 M0x = 50.354KN.m$$

$$My = 0,85 M0y = 20.89 KN.m$$

$$Max = May = -0,3M0x = -17.77 KN.m$$

Tableau V.11. Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Ms (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_b \leq$	Obs	σ_s (Mpa)	Obs
x-x	50.35	6.81	36541	3.39 < 15	Vérifiée	231.18 > 201.63	
y-y	20.89	3.67	11320	6.78 < 15		396.78 > 201.63	
Appui	17.77	4.31	15376	4.98 < 15		237.39 > 201.63	

On constate que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées. Les armatures doivent être recalculées à l'ELS. Les résultats de calcul obtenus sont résumés ci-après.

Tableau V.12. Section d'armateur du voile périphérique à l'ELS.

Sens	Ms (KN.m)	$\beta (10^{-2})$	α	$A_{cal} (cm^2 / m)$	$A_{adop} (cm^2 / m)$	Nbre de barres
x-x	50.35	0.62	0.96	3.67	4.52	4HA12
y-y	20.89	0.26	0.92	3.04	4.52	4HA12
Appui	17.77	0.22	0.88	3.05	3.14	4HA10

Schéma de ferrailage du voile périphérique est représenté dans l'ANNEXE 6

V.8.Conclusion :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure, ses caractéristiques géométriques et ses charges.
- Les caractéristiques mécaniques du sol.

Dans notre cas nous avons opté pour un radier, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle, qui minimise la force de pression apporté par la Structure.
- La réduction du tassement différentielle.
- La facilité d'exécution.

Conclusion générale :

Ce travail nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre formation est mettre en application les méthodes de calcul récentes et aussi mettre en évidence les principes de base qui doivent être prise dans la conception des bâtiments.

D'après notre travail, on a constaté que pour une bonne conception parasismique, il est important de travail en collaboration avec l'Architect afin de prendre en charge toutes les contraintes inutiles pour arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage.

Durent la recherche de meilleur comportement dynamique de la structure, un certaine nombre de conclusion ont été tirées, à savoir :

- ✓ .La vérification de l'interaction sous charge verticale est sismique entre les portiques et les voiles permet de rentabiliser le système mixte Néanmoins elle n'est pas toujours facile à satisfaire lorsque le bâtiment présente des irrégularités. Dans ce cas il faut trouver un compromis entre un bon comportement et une interaction satisfaisante.
- ✓ Les sections des poteaux choisies lors de pré-dimensionnement ont été augmentées a fin de vérifier l'effort normal réduit qui permet ainsi d'éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations sismiques

Enfin, on a constaté aussi que notre objectif principal est réduire le risque sismique a un niveau minimal, a fin de trouvé une bonne disposition des éléments de contreventements est aussi le bon dimensionnement résistant et économique à l'aide de logiciel Etabs V16.

ANNEXE I

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	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	0.0956	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 II

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.5$

	u/Lx v/Ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053
	1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048
Valeur de M₂	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010
	1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009

ANNEXE III

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 IV

Conclusion du rapport de sol

7. CONCLUSIONS

Le site destiné à la réalisation de 27 logements promotionnels à Tala Ouarine présente une topographie en pente.

Les résultats des essais in situ montrent que le site est constitué par les formations suivantes :

- Terre végétale.
- Argiles graveleuses et caillouteuses de couleur beige.
- Argiles limoneuses brunâtre
- Alternance entre marne schisteuses friables et marnes saines et dures

L'étude de stabilité de ce site confirme que le site à l'état actuel est stable (facteur de sécurité est de 1.77).

Les talus de terrassement ne doivent pas dépasser la hauteur critique qui est de l'ordre de 3.67m à pour éviter toute déstabilisation de la pente.

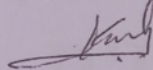
• Recommandations

Pour la protection de ce site, nous recommandons :

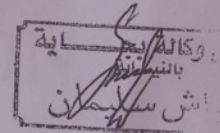
- Drainage des eaux de ruissellement.
- Protection des talus créés après terrassement par des murs de soutènement.

L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

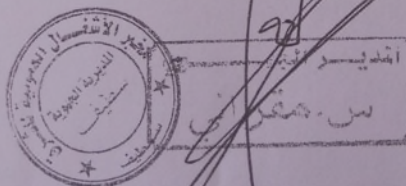
M^{lle} S.KEMACHA



LE CHEF D'ANTENNE



LE DIRECTEUR REGIONAL



ANNEXE V

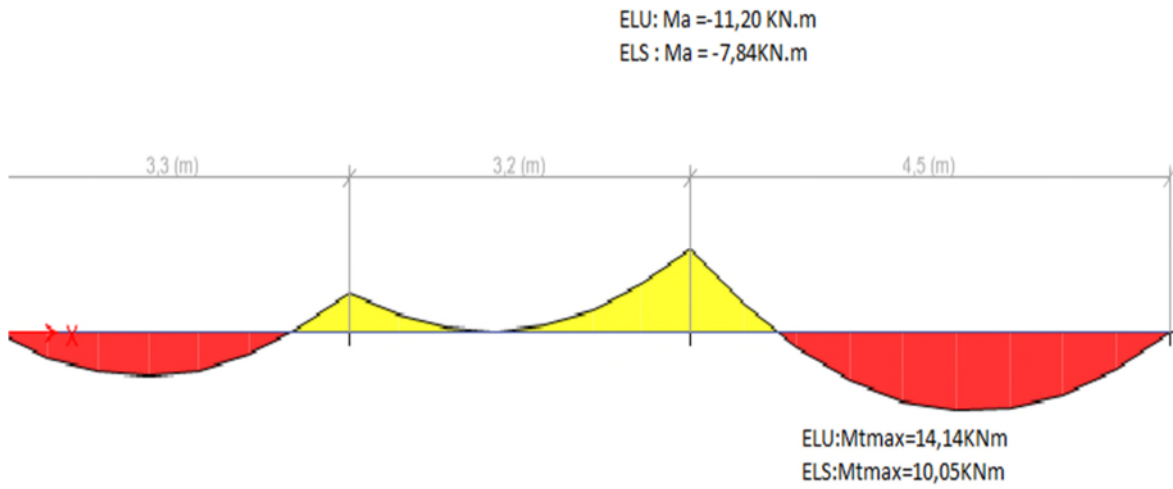


Diagramme des moments sur l'escalier

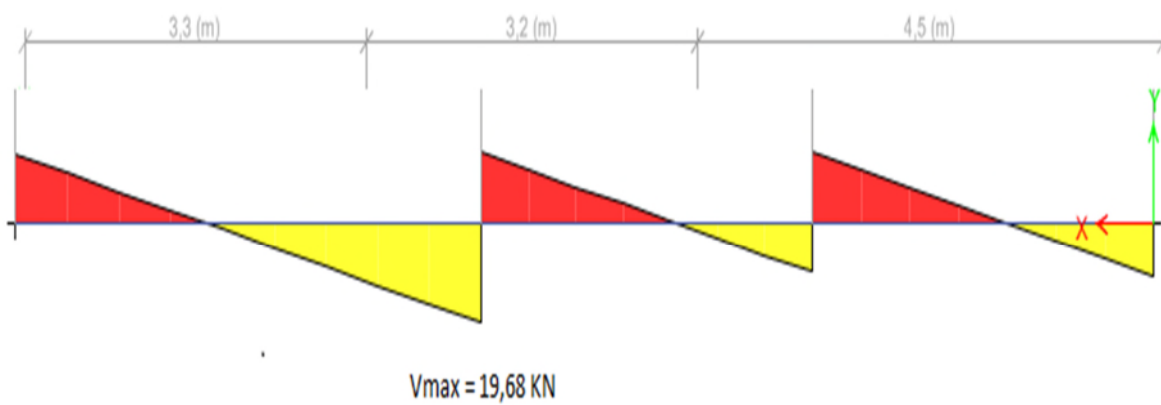


Diagramme des efforts tranchants sur l'escalier

ELU: $M_a = -11,20 \text{ KN.m}$
ELS : $M_a = -7,84 \text{ KN.m}$

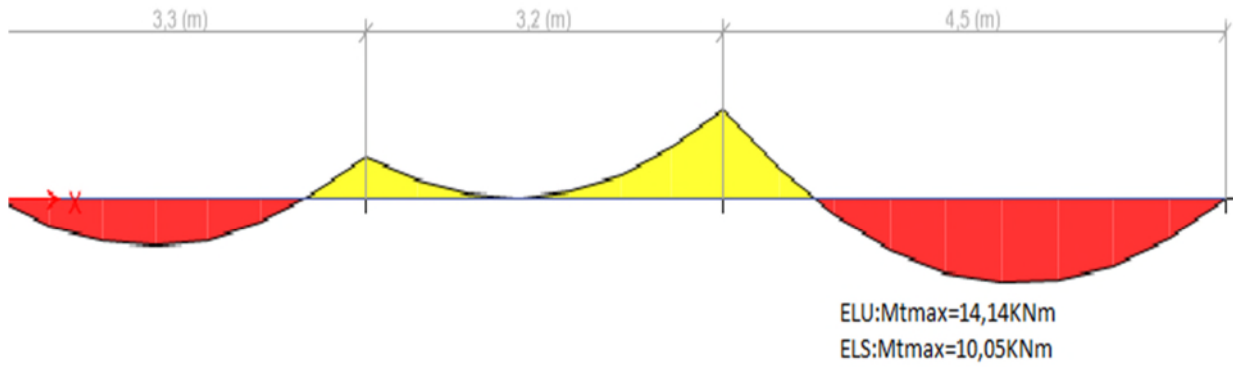


Diagramme des moments sur les poutrelles

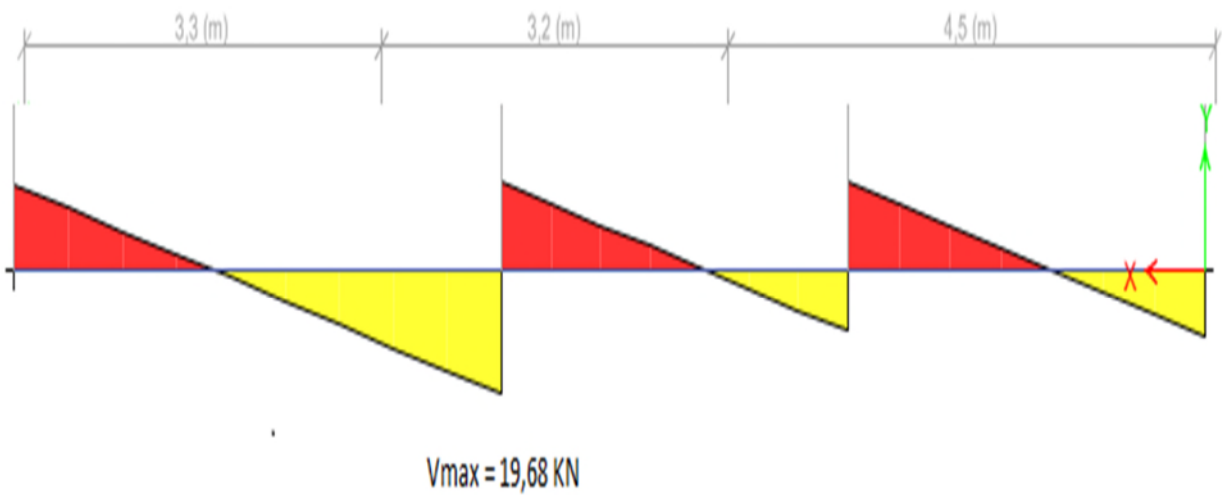


Diagramme des efforts tranchants sur les poutrelles