



MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ «ABBÈS LAGHROUR» DE KHENCHELA
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil

N° de série :.....

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité : Génie civil

Option : Génie civil

**Etude d'un centre commercial « SS+RDC+3
étages » avec un contreventement mixte**

Réalisé par : -CHETTOUH Zakia
- KHAMMAR Rabaia

Membres de jury :

REBAI Billal Pr. *Président*

TOUAM Lekhemissi

MAA *Examineur*

Dirigé par : M. MENASRIA Abderrahmane

BENADDI Hachema

MAB *Examineur*

Présenté le 26/06/2016

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENT

Avant tout, louange à "**ALLAH**", notre créateur et maître de l'univers, s'avoir envoyé à nous tous le prophète "**Mohamed**" qui doit être notre premier éducateur, puis de nous avoir donné tout de courage pour terminer ce travail de recherche.

Un très grand merci à :

- ✚ Notre promoteur **M. MENASRIA Abderrahmane**, pour nous avoir encadrés et orientés tout au long de cette recherche.
- ✚ Nous remercions chaleureusement nos familles respectives **KHAMMAR** et **CHEHTOUH** pour tout l'aide et soutien, moral et économique, qu'ils nous ont apporté tout au long de nos études. Nous espérons être à la hauteur de leurs espérances et nous montrer dignes de leurs confiances et de leurs encouragements.
- ✚ Nous adressons nos remerciements chaleureusement à tous les enseignants qui nous ont enseigné au cours des études primaires jusqu'aux années du cursus universitaire pour l'obtention du diplôme de master.
- ✚ Toute personne ayant contribué de près ou de loin à achever ce travail, Et bien sûr, merci à tout le personnel de l'universitaire **Abbes LAGHROUR KHENCHELA**.
- ✚ Et à tous nos amis avec qui nous avons gardé des souvenirs très agréables des bons moments vécus ensemble.
- ✚ En fin, nos vifs remerciements aux membres de jury qui ont accepté d'examiner et juger la qualité de notre travail.
- ✚ Et pour finir, un dernier remerciement à notre enseignant **M. REBAI Billel**.

- Table des matières -

REMERCIEMENT.....	I
DEDICACE.....	II
DEDICACE.....	III
TABLE DES MATIERES.....	VI
LISTE DES NOTATION.....	V
LISTE DES TABLEAUX.....	IV
LISTE DES FIGURES.....	IIV
INTRODUCTION GENERALE	
I.1.Présentation de l'ouvrage: 3	
I.1.1.Introduction :.....	3
I.1.2.Principe :.....	3
I.1.3.Caractéristiques géométriques :.....	3
I.2.Présentation des règles CBA (93) :.....	3
I.2.1.Domaine d'application :.....	3
Hypothèses de calcul (BAEL91) :.....	4
I.4.Principe des justifications :.....	4
I.4.1.Définition des états- limites :.....	4
I.5.Actions :.....	4
I.5.1.Actions permanentes (G) :.....	5
I.5.2.Actions variables (Q) :.....	5
I.5.3.Actions accidentelles (F_A) :.....	5
I.6.Sollicitations :.....	5
I.6.1.Combinaisons d'actions :.....	5
I.6.1.1.Pour l'état limite ultime de résistance (E.L.U.R) :.....	6
I.6.1.2.pour l'état limite de service (E.L.S) :.....	6
I.7.Présentation des RPA 99 / Version 2003 :.....	6
I.2.Caractéristiques des matériaux :.....	6
I.2.1.Le Béton :.....	6
I.2.1.1.Définition :.....	6
I.2.1.2.Dosage du béton :.....	7
I.2.1.3.Résistances mécaniques du béton :.....	7
I.2.1.4.Résistance minimale du béton :.....	8
I.2.1.5.Déformations longitudinales du béton :.....	8
I.2.1.6.Coefficient de poisson ν :.....	9

1.2.2.Acier :	9
1.2.2.1.Définition :	9
1.2.2.2.Caractéristiques mécaniques :	9
1.2.3.Contrainte limite :	10
1.2.3.1.Etat limite ultime :	10
1.2.4.Justification des sections soumises a des sollicitations normales :	11
1.2.4.1. Définition	11
1.2.4.2.Etat limite ultime de résistance (ELU) :	11
1.2.4.2. a.Hypothèses de calcul :	11
1.2.4.2. b.Diagramme des déformations limites de la section :	11
1.2.4.2. c.Contrainte ultime du béton :	12
1.2.4.3.État limite de service (ELS) :	13
1.2.4.3. a.Hypothèses de calcul :	13
II.1.Pré dimensionnement :	14
II.1.1.Introduction :	14
II.1.2.Les poutres :	14
II.1.2.1.Les poutres principales :	14
II.1.2.2.Les poutres secondaires :	15
II.1.2.3.Pré dimensionnement Poutre palier :	16
II.1.3.les planchers :	16
II.1.3.1. Planchers à corps creux :	16
II.1.4.Les poteaux:	18
II.1.5.Les voiles:	20
II.1.6.L'acrotère :	20
II.1.7.Balcon :	21
II.1.8.Les escaliers:	21
II.2.Descente de charges :	22
II.2.1.Poids volumiques des matériaux :	23
II.2.2.Evaluation des charges et surcharges :	23
II.2.2.1.Plancher terrasse :	23
II.2.2.2. Mur extérieur :	24
II.2.2.3.L'escalier :	25
II.2.2.4.La dalle pleine :	26
II.2.2.5.Acrotère :	27
II.2.3.Détermination de descente des charges:	27

II.2.3.2.Loi de dégression :.....	28
II.2.3.3.Calcul de l'effort ultim :	28
II.3.Pré dimensionnement des poteaux :.....	37
II.3.1.- dimensionnement à L'ELU :	37
II.3.2.Critère de stabilité de forme :	39
II.4.Calcul la poussée :	40
II.4.1.Evaluation des efforts permanents :	40
III.1.L'acrotère:.....	42
III.1.1.Calcul des sollicitations :.....	42
III.1.2.Combinaison d'action:	42
III.1.3.Ferraillage à l'ELU:.....	43
III.1.4.Calcul à l'ELS :.....	46
III.2.1.Evaluation des charges :	46
III.2.4.Ferraillage à l'ELU :	46
III.2.5.Vérification à l'ELS :	47
III.2.6.Schéma de ferraillage :	49
III.3.Les escalier:.....	49
III.3.1.1.calcul des sollicitations:.....	50
III.3.1.1. Combinaison des charges:	50
III.3.1.1. Calcul du ferraillage :.....	51
III.3.1.1. Vérification à 'ELS :.....	52
III.3.1.1. Schéma de ferraillage :	53
III.3.1.2.Poutre palière :	53
III.3.1.2.1.Evaluations des charges:.....	53
III.3.1.2.2.Pondérations des charges:	54
III.3.1.2.3.Ferraillage de la poutre palière:.....	54
III.3.1.2.4.Calcul de la poutre palière à la torsion :	57
III.3.1.3.a. calcul des sollicitations:.....	58
III.3.1.3.b. Calcul du ferraillage à l'ELU :	59
III.3.1.3.3.c. Vérification à l'ELS :.....	60
III.3.1.3.d.Schéma de ferraillage :	61
III.3.2.1.a.calcul des sollicitations:.....	62
III.3.2.1.a. Combinaison des charges:	62
III.3.2.1.b.Calcul du ferraillage :.....	64
III.3.2.1.c. Vérification à 'ELS :.....	65

III.3.2.2.Poutre palière :	67
III.3.2.2.1.Evaluations des charges:.....	67
III.3.2.2.2.Ferraillage de la poutre palière:.....	67
III.3.2.2.3.Vérification à l'ELS :	68
III.3.2.3.a. calcul des sollicitations:.....	71
III.3.2.3.b. Vérification à 'ELS :.....	74
III.3.2.3.c. Schéma de ferraillage :.....	75
III.4.1.1.Méthode forfaitaire :	76
III.4.2.Principe de la méthode forfaitaire:.....	76
III.4.3.Les différents types des nervures :	76
III.5.Calcul de ferraillage :.....	78
III.6.Vérification à l'ELS :.....	88
III.7.Ferraillage de la table de compression :.....	90
III.8.Ferraillage de la table de compression :.....	90
III.9.Schéma de ferraillage de plancher :.....	91
IV.1.Introduction:	92
IV.2.Objectif de l'étude dynamique:.....	92
IV.3 Méthodes de calcul :	92
IV.3.1 Méthode statique équivalente :	92
IV.3.1.1Principe de la méthode :	92
IV.3.1.2Condition d'application :	93
IV.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale :.....	93
IV.3.2. 1. Principe :	93
IV.3.2. 2 Hypothèses de calcul :.....	93
IV.3.2. 3 Présentation du logiciel :.....	93
IV.3.2.4 Etapes de modélisation :.....	94
IV.3.3.1 Modélisation :.....	94
IV.3.4.interprétation des résultats :	95
IV.3.4.1.Vérification de la résultante des forces sismiques :	95
IV.3.5 Calcul de la force sismique totale :.....	95
IV.3.6.Détermination des paramètres du spectre de réponse:.....	96
IV.3.6.1.Coefficient d'accélération de zone A :	96
IV.3.6.2.Coefficient de comportement R :	96
IV.3.6.3.Facteur de qualité Q :	96
IV.3.6.4.Facteur de correction d'amortissement « η » :	96

IV.3.6.5. Période T_1 et T_2 du site considérée :	97
IV.3.6.6 Spectre de réponse :	97
IV.3.6.7. Caractéristiques de l'ouvrage :	97
IV.7.1. Estimation de la période fondamentale de la structure :	98
IV.7.2. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :	99
IV.7.3. Disposition des voiles :	99
IV.8. Calcul du poids de la structure W :	99
IV.9. Caractéristiques géométriques de la structure :	100
IV.9.1. Calcul de centre de torsion :	100
IV.9.2. Centre de masse :	102
IV.9.3. Calcul de l'excentricité :	101
IV.9.4 Excentricité théorique :	102
IV.9.5 .Excentricité accidentelle :	103
IV.10. Nombre de modes à considérer :	104
IV.10.1 Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT AUTODESK :	104
IV.11. Vérification de la période :	105
IV.12. Calcul et vérification des déplacements :	106
IV.13. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :	107
IV.14. Distribution horizontale des forces sismiques :	108
IV.15. Justification de la stabilité au renversement :	111
IV.16 Justification vis-à-vis de l'effet : $P-\Delta$:	111
V.1. Introduction :	111
V.2. Définition :	111
V.2.1. Poutres :	111
V.2.2. Poteaux :	111
V.3. Ferrailage des portiques :	111
V.3.1. Combinaisons d'actions :	111
V.3.1.a. Les combinaisons prises en compte sont :	111
V.3.2.1. Ferrailage des poutres :	112
V.3.2.1.1. Ferrailage réglementaire :	112
V.3.2.1.2.a. Recommandations d'articles RPA99/V2003:	112
V.3.2.1.3. Les sollicitations des poutres :	113
V.3.2.1.4. Exemple de calcul :	113
V.3.2.1.5. Schéma de ferrailage des poutres :	121
V.3.2.2.1. Ferrailage des poteaux :	123

V.3.2.2.2.Armatures longitudinales :	124
V.3.2.2.2.Armatures transversales:	125
V.3.2.2.3.Exemple du calcul : poteau (40/40).....	126
V.3.2.2.4.Calcul numérique :	134
V.3.2.2.5.Vérification à E.L.S :	138
V.3.2.2.6.Schéma de ferrailage :	138
V.4.Calcul des voiles :	138
V.4.1.Introduction :	138
V.4.2.Ferrailage des voiles :	138
V.4.3.Combinaison.....	138
V.4.4.Ferrailage horizontal :	139
V.4.5.Règles communes :	139
V.4.6.Ferrailage vertical:	140
V.4.7.Exemple de calcul d'un voile plein :	140
V.4.8.Schéma de ferrailage :	145
V.5.Conclusion :	146
VI.1. Introduction :	147
VI.1.1.1. Choix du type de fondations :	147
VI.1.1.2. Combinaisons des charges :	148
VI.1.1.3.Contrainte admissible du sol :	148
VI.1.1.4. Données de l'étude :	148
VI.1.1.5. Semelles Filantes :	148
VI.2.1.1.semelle isolée (Semelle sous poteau central) :	149
VI.2.1.2. Pré dimensionnement :	149
VI.2.1.3.Contrôle de la contrainte sur le sol :	150
VI.2.1.4.Armature longitudinale :	150
VI.2.1.5.Vérification au poinçonnement:	151
VI.2.1.6.Le schéma de ferrailage :	152
VI.2.2.1.Semelle filantes :(Semelle sous voile) :	152
VI.2.2.2.Le ferrailage :	154
VI.2.2.3. Vérification des conditions de stabilité :	154
VI.2.2.4.Vérification au poinçonnement :	154
VI.2.2.5. Le schéma de ferrailage :	155
VI.3.Etude des Longrines :	155
VI.3.1.Introduction :	155

<i>VI.3.2.Dimensionnement de longrine :</i>	<i>155</i>
<i>VI.3.3. Le ferrailage :.....</i>	<i>156</i>
<i>VI.4. vérification de tassement :</i>	<i>157</i>
<i>VI.4. 1.Introduction :</i>	<i>157</i>
<i>VI.4. 2.Vérification de la stabilité au renversement :</i>	<i>157</i>
<i>CONCLUSION GENERALE</i>	

LISTE DES FIGURES

<i>Figure. I.1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton</i>	7
<i>Figure I.2 : Evolution de la résistance à la traction f_{tj}</i>	8
<i>Figure I.3 : Diagramme Contraintes Déformations de l'acier</i>	10
<i>Figure I.4 : Diagramme de déformation limite de la section.</i>	12
<i>Figure. 1.5 : Diagramme parabole rectangle des Contraintes Déformations du béton. 12</i>	
<i>Figure II.1 : poutre principale.....</i>	15
<i>Figure II.2 : poutre secondaire.....</i>	17
<i>Figure II.3 : poutrelle en T.....</i>	18
<i>Figure II.4 : dimensionnements de section en T.....</i>	19
<i>Figure II.5 : poteau.....</i>	20
<i>Figure II.6 : l'acrotère.....</i>	22
<i>Figure II.7: Les escaliers.....</i>	23
<i>Figure II.8 : Plancher terrasse à Corps creux</i>	24
<i>Figure II.9 : Plancher étage courant.....</i>	24
<i>Figure II.10 : Mur extérieur</i>	25
<i>Figure II.11. acrotère</i>	27
<i>Figure II.12 : calcul Q_i surcharge totale.....</i>	28
<i>Figure II.13 : Poteau intermédiaire</i>	28
<i>Figure II.14 : Poteau cote escalier.....</i>	30
<i>Figure II.15 : Poteau d'angle</i>	32
<i>Figure II.16 : Poteau d'escalier</i>	34
<i>Figure III.1. Schéma statique de l'acrotère.....</i>	42
<i>Figure III.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère</i>	45
<i>Figure III.3 : Schéma statique de balcon</i>	46
<i>Figure III.4 : Section théorique pour le ferrailage du balcon.....</i>	46
<i>Figure III.5 : Schéma de ferrailage de balcon</i>	49
<i>Figure III.6 : Schéma de l'escalier.....</i>	49
<i>Figure III.7 : Schéma statique de volée 01 - type 01-.....</i>	49
<i>Figure III.8 : Schéma statique des charges équivalentes à ELU- type 01-</i>	50
<i>Figure III.9 : Schéma statique des charges équivalentes à ELS - type 01-</i>	50
<i>Figure. III.10 : schéma de ferrailage d'escalier RDC type 01 du volée 01</i>	53
<i>Figure III.11 : Schéma de ferrailage de poutre palière type 1-1</i>	58

<i>Figure. III.12: schéma de ferrailage d'escalier type 01 du volée 02</i>	61
<i>Figure III.13 : vue en plan et coupes d'escalier type 02</i>	61
<i>Figure III.14 : Schéma statique de volée 01 type 02</i>	61
<i>Figure III.15 : Schéma statique des charges équivalentes à ELU de type02</i>	62
<i>Figure III.16 : Schéma statique des charges équivalentes à ELS de type02</i>	63
<i>Figure III.17 : Schéma de ferrailage de poutre palière type2-2</i>	71
<i>Figure III.18 : Schéma statique de volée 02 type01</i>	71
<i>Figure III.19.Schéma statique des charges équivalentes à ELU de type02</i>	72
<i>Figure III.20 : Schéma statique des charges équivalentes à ELS de type02</i>	72
<i>Figure. III.21.schéma de ferrailage d'escalier type 02 du volée 0 2</i>	75
<i>Figure III. 22 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type 1 terrasse inaccessible</i>	79
<i>Figure III .23 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type 3 terrasse accessible</i>	84
<i>Figure. III.24 : Section théorique pour le ferrailage du plancher</i>	86
<i>Figure. III.25 : Section théorique pour le ferrailage du plancher (sur appui)</i>	86
<i>Figure. III.26 : Section théorique pour le ferrailage du plancher (en travée)</i>	87
<i>Figure. III.27 : Schéma de ferrailage de la table de compression</i>	91
<i>Figure. III.28 : Schéma de ferrailage de plancher</i>	91
<i>Figure III.29 : Ferrailage de nervures</i>	91
<i>Figure. IV.1 : Modélisation de la structure par l'interface de Robot autodes-2015</i>	95
<i>Figure IV.2: Diagramme de spectre de réponse</i>	98
<i>Figure IV.3: Représenté Disposition des voiles</i>	99
<i>Figure IV .4 : Translation selon X (mode 1) et 3D</i>	105
<i>Figure IV .5: Translation selon Y (mode 2) et 3D</i>	105
<i>Figure IV .6: Translation selon Z (mode 3) et 3D</i>	106
<i>Figure V.7 : Organigramme de calcul du ferrailage en flexion composée</i>	121
<i>Figure V.6 : Sollicitations sur les poteaux</i>	122
<i>Figure V.7 : La zone nodale</i>	122
<i>Figure V.8 : Section réduit de béton</i>	122
<i>Figure V.9 : Schéma de ferrailage des poteaux</i>	123
<i>Figure V.10 : Disposition des armatures verticales dans les voiles</i>	124
<i>Figure .V.11 : Schéma de ferrailage de voile V₄</i>	125

<i>Figure .V.12 : Schéma de ferrailage longitudinal de l'ensemble.....</i>	<i>127</i>
<i>Figure VI.1 : semelle isolée</i>	<i>149</i>
<i>Figure VI.2 : Schéma de ferrailage de semelle isolée</i>	<i>152</i>
<i>Figure VI.3 : Schéma de ferrailage de semelle filante</i>	<i>155</i>

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau 1.1 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e</i>	9
<i>Tableau 1.2 : Les résistances caractéristiques du béton à 28 jours</i>	13
<i>Tableau II.1 : Les sections des poutres sont résumées</i>	16
<i>Tableau II.2 : Les caractéristiques géométriques de nervure</i>	18
<i>Tableau II.3:récapitulative</i>	20
<i>Tableau II.4 : Les résultats</i>	22
<i>Tableau II.5 : Poids volumiques des matériaux</i>	23
<i>Tableau II.6 : évaluation des charges du plancher terrasse en corps creux</i>	24
<i>Tableau II.7 : Evaluation des charges du plancher courant</i>	25
<i>Tableau II.8 : Evaluation des charges du mur extérieur</i>	25
<i>Tableau II.9 : Evaluation des charges de Paillasse</i>	26
<i>Tableau II.10 : Evaluation des charges de palier de repos</i>	26
<i>Tableau II.11 : Evaluation des charges de dalle de balcon</i>	27
<i>Tableau II.12 : Evaluation des charges de garde corps</i>	29
<i>Tableau II.13 : Evaluation des charges de poteau intermédiaire</i>	30
<i>Tableau II.14 : Evaluation des charges exploitations de poteau intermédiaire</i>	30
<i>Tableau II.15 :récapitulative des charges de poteau intermédiaire</i>	31
<i>Tableau II.16 : Evaluation des charges exploitations de poteau cote escalier</i>	31
<i>Tableau II.17 : Tableau II.8 : récapitulative des charges de poteau cote escalier</i>	32
<i>Tableau II.18 : Evaluation des charges de poteau cote escalier</i>	33
<i>Tableau II.19 : Evaluation des charges exploitations de poteau d'angle</i>	33
<i>Tableau II.20 :récapitulative des charges de poteau d'angle</i>	33
<i>Tableau II.21 : Evaluation des charges de poteau d'angle</i>	34
<i>Tableau II.22 : Evaluation des charges de poteau d'escalier pour étage 1 et 2</i>	35
<i>Tableau II.23 : Evaluation des charges de poteau d'escalier pour étage RDC et sous sol</i>	35
<i>Tableau II.24 : Evaluation des charges exploitations de poteau d'escalier</i>	36
<i>Tableau II.25 :récapitulative des charges de poteau d'escalier</i>	36
<i>Tableau II.26 :récapitulative des sections adoptées pour intermédiaire</i>	37
<i>Tableau II.27 :récapitulative des sections adoptées pour Poteau d'angle</i>	38
<i>Tableau II.28 :récapitulative des sections adoptées pour poteau coté escalier</i>	39
<i>Tableau III.1 : Combinaison d'action d'acrotère</i>	39

<i>Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.....</i>	<i>40</i>
<i>Tableau III.3 : Les différentes descentes des charges.....</i>	<i>43</i>
<i>Tableau III.4 : Calcul des sollicitations.....</i>	<i>45</i>
<i>Tableau III.5 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.....</i>	<i>50</i>
<i>Tableau III.7 : Les différentes descentes des charges.....</i>	<i>51</i>
<i>Tableau III.8 : Calcul des sollicitations.....</i>	<i>52</i>
<i>Tableau III.9 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.....</i>	<i>62</i>
<i>Tableau III.11 : Les différentes descentes des charges.....</i>	<i>64</i>
<i>Tableau III.12 : Calcul des sollicitations.....</i>	<i>64</i>
<i>Tableau III.12 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.....</i>	<i>71</i>
<i>Tableau III.13 : Les différentes descentes des charges (terrasse)</i>	<i>73</i>
<i>Tableau III.14 : Tableaux récapitulatif des sollicitations.....</i>	<i>74</i>
<i>Tableau III.15 : le moment sur appui a ELU et ELS.....</i>	<i>77</i>
<i>Tableau III.16 : le moment en travée</i>	<i>78</i>
<i>Tableau III.17 : les efforts tranchants ($T_g;T_d$)</i>	<i>78</i>
<i>Tableau III.18 : Les différentes descentes des charges (étage2)</i>	<i>78</i>
<i>Tableau III.19 : les moments statique (étage2)</i>	<i>79</i>
<i>Tableau III.20 : les moments sur appui (étage2)</i>	<i>79</i>
<i>Tableau III.21: le moment en travée (étage2)</i>	<i>80</i>
<i>Tableau III.22:les efforts tranchants (étage2)</i>	<i>80</i>
<i>Tableau III.23 : Les différentes descentes des charges ($E_1;RDC;S-sol$).....</i>	<i>81</i>
<i>Tableau III.24 : les moments statique ($E_1 ,RDC,S-sol$)</i>	<i>82</i>
<i>Tableau III.25 : les moments sur appui ($E_1 ; RDC ; S-sol$).....</i>	<i>82</i>
<i>Tableau III.26 : les moments en travée ($E_1 ; RDC ; S-sol$)</i>	<i>83</i>
<i>Tableau III.27:les efforts tranchants ($E_1 ; RDC ; S-sol$).....</i>	<i>83</i>
<i>Tableau .III. 28 : Tableaux récapitulatif des moments a-ELU</i>	<i>83</i>
<i>Tableaux .III .29 : Tableaux récapitulatif des moments a-ELS-</i>	<i>83</i>
<i>Tableau III.30 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.....</i>	<i>85</i>
<i>Tableau. IV.1 : Valeurs des pénalités Pq.....</i>	<i>96</i>
<i>Tableau IV.2: le poids des différents niveaux de la structure</i>	<i>100</i>
<i>Tableau IV.3: Centre de torsion.....</i>	<i>101</i>
<i>Tableau IV.4: Centre de masse</i>	<i>102</i>
<i>Tableau IV.5: Les excentricités théoriques</i>	<i>103</i>

<i>Tableau IV.6: Les excentricités accidentelles</i>	<i>103</i>
<i>Tableau. IV.7.périodes et facteurs de participation modale.</i>	<i>104</i>
<i>Tableau IV.8: vérification des déplacements suivant le sens X et Y</i>	<i>107</i>
<i>Tableau. V.9 : Récapitulatif de la distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur</i>	<i>109</i>
<i>Tableau IV.10: les efforts tranchants résultants</i>	<i>111</i>
<i>Tableau IV.11: Vérification de l'effort p-Δ.....</i>	<i>111</i>
<i>Tableau V.1 : Tableau récapitulatif des moments efforts tranchants (terrasse).....</i>	<i>113</i>
<i>Tableau V.2 : Les résultats de calcul des armatures longitudinales à l'E.L.U.....</i>	<i>119</i>
<i>Tableau.VI.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.....</i>	<i>120</i>
<i>Tableau.VI.4 : Tableau récapitulatif des ferraillements des poutres.</i>	<i>121</i>
<i>Tableau. V.5 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant pour poteau (40/40)</i>	<i>126</i>
<i>Tableau. V.6 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant, pour poteau (50/50)</i>	<i>134</i>
<i>Tableau. V.7: Tableau récapitulatif des moments fléchissant,pour poteau (60/60)</i>	<i>135</i>
<i>Tableau. V.8 : Ferraillement des armatures longitudinales.....</i>	<i>135</i>
<i>Tableau V.9: désignations les Section partiellement et entièrement comprimée sans X.....</i>	<i>136</i>
<i>Tableau V.10 : désignations les Section partiellement et entièrement comprimée sans Y... 136</i>	
<i>Tableau V.11: Ferraillement longitudinale des poteaux selon condition RPA et BAEL.....</i>	<i>136</i>
<i>Tableau V.12: choix des armatures longitudinales.....</i>	<i>137</i>
<i>Tableau V.13 : Ferraillement des armatures transversales</i>	<i>137</i>
<i>Tableau V.14 : Vérification des contraintes à l'ELS.</i>	<i>137</i>
<i>Tableau V.15 : Les résultats de calcul du ferraillement</i>	<i>143</i>
<i>Tableau : V.16 : Résultat de ferraillement horizontal</i>	<i>144</i>
<i>Tableau V.17 : Tableau récapitulatif des poutres.....</i>	<i>144</i>
<i>Tableau V.18 : Tableau récapitulatif des poteaux.</i>	<i>144</i>
<i>Tableau VI.1: Réaction à la base de la structure pour la barre 500.....</i>	<i>149</i>
<i>Tableau VI.2: Les dimensions de semelle isolée.....</i>	<i>150</i>
<i>Tableau VI.3: ferraillement de semelle isolé</i>	<i>151</i>
<i>Tableau VI. 4:Sollicitation de la semelle filante sous voile</i>	<i>152</i>
<i>Tableau VI. 5: Vérification de la stabilité au renversement</i>	<i>157</i>

Résumé

Le présent travail consiste à étudier un centre commercial en béton armé composé de (sous-sol+RDC+03 étages) avec un contreventement mixte (portiques et voiles), ce projet est implanté dans la wilaya de Khenchela.

L'étude de notre structure est assistée par l'utilisation des nouveaux Logiciels de modélisation (*Autodesk Robot Structural Professional 2015*), calcul et vérification (*SOCOTEC, Expert et Atlas*), qui influent d'une fiabilité dans la stabilité de l'ouvrage en cas d'un séisme, en assurant une adéquation entre l'économie et la sécurité.

Le déroulement des calculs de ce mémoire a été faite en deux manières, manuel et numérique en respectant les différents règlements et documents techniques du *DTR BC2.2, CBA 93, BAEL91mod 99* et des dispositions constructives du règlement parasismique algérien *RPA99*.

Mots clés :R

Béton armé, contreventement, séisme, économie, sécurité, règlements.

ملخص

عمل المذكرة الحالية هو دراسة مركز تجاري منجز بالخرسانة المسلحة (تحت أرضي + أرضي + 03 طوابق) مع نظام استقرار مختلط، ويقع هذا المشروع في ولاية خنشلة.

إن دراسة هيكل البناية قد تمت عن طريق استخدام برامج جديدة في النمذجة (*Autodesk Robot*)
Structural Professional 2015)، والحساب والتحقق (*SOCOTEC, Expert et Atlas*)، التي تؤثر على الموثوقية والدقة في استقرار الهيكل في حالة وقوع زلزال، وضمان التوازن بين الاقتصاد وسلامة البناية.

وقد تمت مختلف الحسابات في هذه المذكرة بطريقتين، يدوية والرقمية مع احترام القواعد الفنية المختلفة والوثائق (*DTR BC2.2, CBA 93, BAEL91 mod 99*) ونظام مضاد الزلازل الجزائري *RPA99*.

كلمات البحث:

الخرسانة المسلحة، نظام استقرار مختلط، زلزال، الاقتصاد، السلامة، قواعد.

Summary

The present work is to study reinforced concrete shopping center consists of (Basement + Ground + 03 floors) with a mixed bracing (porticos and sails), this project is located in the wilaya of Khenchela.

The study of our structure is assisted by the use of new modelling software (*Autodesk Robot Structural Professional 2015*), calculation and verification (*SOCOTEC, Expert and Atlas*), which affect the reliability in the stability of the structure in case of an earthquake, ensuring a balance between economy and security.

The sequence of calculations in this memory was done in two ways, manual and digital respecting the different technical regulations and documents (*DTR BC2.2, CBA 93 BAEL91 mod 99*) and constructive settlement provisions of the Algerian earthquake *RPA99*.

Keywords:

Reinforced concrete, bracing, earthquake, economy, safety, regulations.

INTRODUCTION GENERALE

1. Introduction :

Centre du latin *centrum*, est un terme qui peut se référer, entre autres choses, à l'espace où les gens se rassemblent à une fin donnée. Commercial, pour sa part, est un adjectif qui se rapporte à ce qui appartient ou qui est relatif au commerce ou aux commerçants.

La notion de centre commercial est donc liée à l'édifice dans lequel se trouvent des boutiques et des espaces commerciaux (grands magasins, etc.). Il vise à rassembler dans un même endroit, plusieurs espaces pour que les clients potentiels puissent faire des courses de façon commode.

Aujourd'hui, les opérations de construction, de réhabilitation ou de rénovation d'une construction deviennent de plus en plus complexes du fait de l'évolution permanente des techniques et des réglementations. La maîtrise financière des études, de la réalisation et de l'exploitation de l'ouvrage est donc indispensable à l'acte de bâtir.

De ce fait, la mission de l'économiste de la construction s'effectue en étroite collaboration avec les architectes et les ingénieurs du projet. Pour cela, il doit comprendre et analyser le projet dans sa globalité afin d'établir l'étude technique et financière la plus pertinente. Ce travail exige un véritable dialogue au sein de la maîtrise d'œuvre et avec la maîtrise d'ouvrage pour que le projet soit traité de manière exhaustive.

2. Problématique :

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; Le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions. Il y a de manière générale, dans notre pays un réel besoin de mise en place de procédures de normalisation et l'homologation des matériaux ainsi que le contrôle des points de leur production.

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un centre commercial en béton armé (SS+RDC+3) avec un contreventement mixte, cet immeuble est implanté dans une région classée en Zone I (wilaya de Khenchela), de faible sismicité selon Le Règlement Parasismique Algérien (*RPA99 version 2003*).

3. Objectif et plan de travail :

3.1. Objectif :

Ce projet de fin d'étude a pour but une structure en béton armé, toutes les phases de conception ont été abordées, du pré dimensionnement, au l'élaboration des plans d'exécution en passant par le calcul et les différentes vérifications de chaque élément de la structure en respectant les différents règlements et documents techniques.

3.2. Plan de travail :

Le travail de fin d'étude consiste en une étude structurelle d'une variante en béton armé, l'étude est subdivisée en six chapitres.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage & Caractéristiques des matériaux

Ce chapitre a pour but de présenter la variante (le système structurel et les caractéristiques des matériaux utilisés)

Chapitre II : Pré dimensionnement et décente des charges

Dans ce chapitre on va faire un pré dimensionnement pour chaque type d'élément de la structure et une descente de charges pour vérifier la section du poteau le plus sollicité.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Dans ce chapitre on calcule le ferrailage de tout élément en béton armé qui ne participe pas au contreventement de la structure, on distingue : les escaliers, les balcons, l'acrotère, le plancher, etc...

Chapitre IV : Analyse sismique

Une étude dynamique et sismique est effectuée dans ce chapitre pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Chapitre V : Calcul des éléments porteurs

Dans ce chapitre on calcule le ferrailage des poteaux, poutres et voiles qui se font à partir des méthodes données par (*BAEL 91 mod 99*) avec respect des vérifications données par le *RPA 99 v2003*.

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

- Dans ce chapitre on dimensionne et on calcule le ferrailage des fondations de façon à :
- Assurer la stabilité de l'ouvrage
 - Limiter les tassements de l'ouvrage.

Chapitre I :

**Présentation de l'ouvrage
&
Caractéristique des matériaux**

Partie 01

I.1.Présentation de l'ouvrage:

I.1.1.Introduction :

Notre étude consiste au calcul d'un bloc à usage commercial composé d'un rez-de-chaussée et trois étages avec sous-sol; dont le lieu d'implantation est la wilaya de Khenchela, Ce bloc est situé dans une zone de moyenne sismicité (zone I selon le *RPA99/Version2003*).

I.1.2.Principe :

Le bloc est à usage commercial, composé de :

- * sous-sol comportant : Un magasin de service et locaux techniques ;
- * RDC comportant : Locaux commerciaux, magasin et dégagement ;
- * 1^{er} étage comportant : Locaux commerciaux, dégagement et sanitaires ;
- * 2^{eme} étage comportant : Local commercial ;
- * 3^{eme} étage comportant : bureaux, bureau directeur, dégagement et sanitaires.

I.1.3.Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- Longueur : *31.00m* ;
- Largeur : *17.00 m* ;
- Hauteur total : *15.77m* ;
 - La hauteur de sous-sol : *2.81m* ;
 - Hauteur RDC : *3.50 m* ;
 - Hauteur des étages : *3.23 m* ;
 - Hauteur de dernier étage : *3.00 m* ;

I.2.Présentation des règles CBA (93) :

Le Document Technique Réglementaire *DTRBC 2.41* "Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (*CBA 93*) a pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus récente devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

I.2.1.Domaine d'application :

Le *CBA93* est applicable à tous les ouvrages et constructions en béton armé, soumis à des ambiances s'écartant peu des seules influences climatiques, et dont le béton est

constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égal à 300Kg par m^3 de béton mis en œuvre.

3. Hypothèses de calcul : (BAEL91)

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable à cause de la fissuration.
- Le diagramme contrainte – déformation de l'acier est celui défini ci-dessus.
- Le diagramme contrainte déformation de béton est celui défini ci-dessus.
- Les positions que peut prendre le diagramme des déformations d'une section droite passent au moins par l'un des trois pivots définis.

I.4. Principe des justifications :

Les principes justificatifs sont conduits suivant la théorie des états limites tels que spécifiés dans le *DTR-BC 21* "Principes généraux pour vérifier la sécurité des ouvrages".

I.4.1. Définition des états- limites :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

On distingue deux sortes d'état limite :

a. État limite ultime ELU :

L'état limite ultime ELU correspondant à :

- la perte de l'équilibre statique de la construction (basculement)
- la perte de la résistance de l'un des matériaux (rupture)
- la perte de la stabilité de forme (flambement)

b. État limite de service ELS :

L'état limite de service définit les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés. Il se traduit par les états limites suivantes :

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

I.5. Actions :

Les actions sont l'ensemble des charges appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état qui entraînent des déformations de la structure.

I.5.1. Actions permanentes (G) :

Elles sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage (poids propre de la structure, les charges de superstructures), avec un poids volumique de béton de $25kN/m^3$.

I.5.2. Actions variables (Q) :

Elles résultent de l'exploitation directe de la construction et sont donc constituées par le poids des utilisateurs et des matériaux nécessaires à l'utilisation des locaux. Elles correspondent à un mode normal d'utilisation. La norme *DTR B.C. 2.2* définit les charges surfaciques à prévoir. Ainsi donc pour notre étude les charges d'exploitations suivantes sont proposées :

- Pour tous les bureaux et les locaux commercial : $2,5kN/m^2$
- Pour les balcons : $3,5kN/m^2$
- Pour les escaliers : $2,5kN/m^2$
- Pour le plancher non accessible : $1kN/m^2$
- Pour le plancher accessible : $1.5kN/m^2$

I.5.3. Actions accidentelles (F_A) : (séisme, action du feu, choc de véhicules.....).

I.6. Sollicitations :

I.6.1. Combinaisons d'actions :

Pour déterminer les sollicitations (moment de flexion, moment de torsion, effort normal et effort tranchant) auxquelles une construction est soumise, on utilise les combinaisons suivantes:

*G_{max} : ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable pour la justification d'un élément donné

*G_{min} : ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable pour une donnée "diminuer la sollicitation".

*Q₁ : action variable (dite de base)

*Q₂ : action variable (dite d'accompagnement).

N.B: les combinaisons d'actions à envisager sont différentes pour les *E.L.S* et *I'E.L.U.R.*

I.6.1.1. Pour l'état limite ultime de résistance (E.L.U.R) :

➤ **Situation durable ou transitoire:**(*art.3.3, 21, P20, B.A.E.L.91*)

Les combinaisons d'actions sont représentées symboliquement par :

$$1,35G_{max} + G_{min} + \varphi_{Q_1} Q_1 + \sum 1,3\Psi_{oi} Q_i$$

$$\varphi_{Q1} \begin{cases} 1.5 \text{ généralement} \\ 1.35 \text{ dans les cas particuliers (température...etc)} \end{cases}$$

➤ **Situations accidentelles:**(A.3.3.22, P20, B.A.E.L.91)

Les combinaisons d'actions sont les suivantes:

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \Psi_{11}Q_i + \Psi_{2i}Q_i$$

Avec :

* F_A : valeur nominale de l'action accidentelle,

* $\Psi_{11}Q_i$: Valeur fréquente d'une action variable,

* $\Psi_{2i}Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une autre action variable.

I.6.1.2.pour l'état limite de service (E.L.S) : (art.3.3.3, P21, B.A.E.L.91)

Ces combinaisons sont représentées symboliquement par:

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \Psi_{oi}Q_i$$

I.7.Présentation des RPA 99 / Version 2003 :

Le document technique « *DTR BC 2-48* » portant sur les « REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 » qui a été approuvé par la commission technique permanente pour le contrôle technique de la construction (CTP) lors de sa réunion du 4 Décembre 1999 se situe dans la continuité des documents précédents « RPA 81, version 1983 » et « RPA 88 » dont il garde la philosophie originelle.

Il constitue en fait une actualisation qui s'avère nécessaire après près de deux décennies de pratique riche et diversifiée de la part des scientifiques et techniciens nationaux des bureaux d'études et de contrôle, des entreprises et des institutions de formation supérieure.

Partie 02

I.2.Caractéristiques des matériaux :

I.2.1.Le Béton :

I.2.1.1.Définition :

On appelle béton un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravier) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant). Le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes :

- La résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.
- La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, etc.,

- Les déformations instantanées et surtout différées, que l’on souhaite généralement la plus faible possible.
- La maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut être définie comme l’aptitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation.
- L’on peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

I.2.1.2. Dosage du béton :

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- Ciment (CPA 425) dosé à $350\text{kg}/\text{m}^3$
- Sable grossier $0 < Dg < 5\text{mm} \rightarrow 400\text{ l}$
- Gravier $15 < Dg < 25\text{mm} \rightarrow 800\text{ l}$
- Eau de gâchage 175 l
- Enrobage : 3 cm en Infrastructure ; $2,5\text{ cm}$ en super structure.

Le béton obtenu aura une masse volumique de $25\text{KN}/\text{m}^3$.

I.2.1.3. Résistances mécaniques du béton :

➤ **Résistance à la compression :** (art.2.1, 11, P10, B.A.E.L.91)

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d’âge est déterminée à partir d’essais sur des éprouvettes $16\text{cm} \times 32\text{cm}$.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par:

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & j < 60\text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & j > 60\text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & j < 28\text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & j > 28\text{ jours} \end{cases}$$

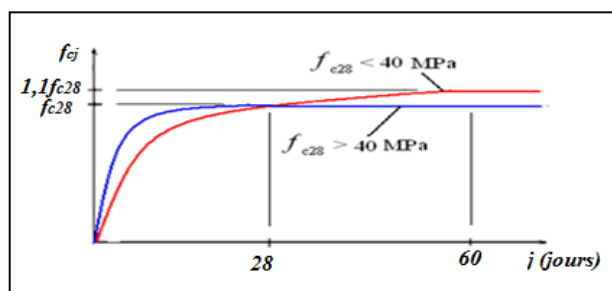


Figure. I.1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l’âge du béton

➤ **Résistance à la traction:**(art.2.1, 12, P11, B.A.E.L.91)

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa} \end{cases}$$

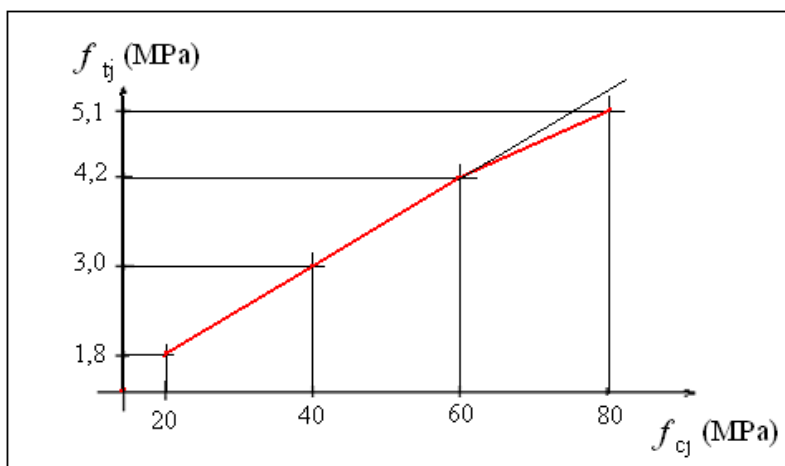


Figure I.2 : Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

I.2.1.4. Résistance minimale du béton :

La résistance caractéristique minimale f_{c28} doit être de 15 Mpa quand on utilise des aciers de haute adhérence et de 12Mpa lorsque l'on utilise des aciers lisses.

I.2.1.5. Déformations longitudinales du béton :

- **Le module de déformation longitudinale instantanée :**(art.2.1, 21, P12, B.A.E.L.91) pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par :

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

On a pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$

- **Le module de déformation longitudinal différée:**(art.2.1, 22, P13, B.A.E.L.91)

Le module de déformation longitudinal différée du Béton E_{vj} est donné par la formule suivante :

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

On a pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow E_{ij} = 10818,16 \text{ Mpa}$

I.2.1.6.Coefficient de poisson ν :(Art .2.1.3 BAEL 91)

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

* $\nu = 0.20$ dans le cas des états limites de services.

* $\nu = 0$ dans le cas des états limites ultimes.

I.2.2.Acier :(art.2.2.BAEL 91)

I.2.2.1.Définition :

L’acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d’absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d’aciers :

Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.

Aciers durs pour 0.25 à 0.40% decarbone.

Le module d’élasticité longitudinal de l’acier est pris égale à : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$.

I.2.2.2.Caractéristiques mécaniques :

Les valeurs de la limite d’élasticité garantie f_e sont données par le tableau [1.1] suivant :

Type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	$F_e E 22$	215	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
	$F_e E 24$	235	
Barre HA Type 3	$F_e TE 40$	400	Emploi courant
	$F_e TE 50$	500	
Fils tréfiles HA type 3	$F_e TE40$	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	$F_e TE$	500	
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 $\phi > 6 \text{ mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL 52 $\phi \leq 6 \text{ mm}$	520	

Tableau 1.1 : Valeurs de la limite d’élasticité garantie f_e

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance FeTE40.

I.2.3. Contrainte limite :

I.2.3.1. Etat limite ultime :(Art .2.2, 2 BAEL 91)

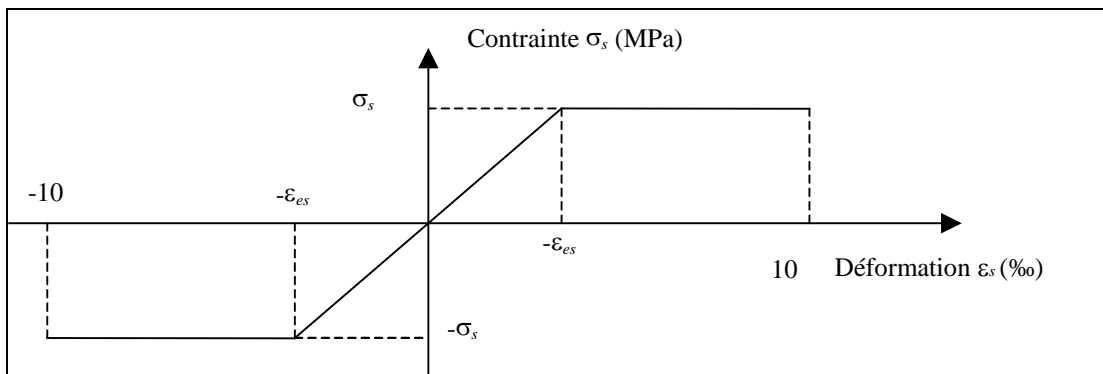


Figure I.3 : Diagramme Contraintes Déformations de l'acier

Le diagramme $(\sigma_s ; \varepsilon)$ adopté par les règles (B.A.E.L91) à la forme ci-dessus.

Avec :

$$E_s = 210\,000 \text{ MPa.}$$

$$\varepsilon_{se} = (f_e / \gamma_s) / E_s .$$

f_e : La limite d'élasticité des aciers utilisés.

Pour les calculs aux états limites, on tient compte du coefficient de sécurité γ_s .

Avec : $\gamma_s = 1$ Pour la situation accidentelles.

$$\gamma_s = 1.15 \text{ Pou les autres cas.}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s = 1 \Rightarrow \bar{\sigma} = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.5 \Rightarrow \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **La contrainte limite de traction des aciers :**

-Si la fissuration est peu nuisible, il n'y a aucune vérification concernant.

$$\gamma_s = 1.5 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- Si la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\sigma} = \min \left(\frac{2}{3} f_e , \max(0,5 f_e 110 \sqrt{\eta f t j}) \right) \text{ MPa . (artA. 4.5.33. BAEL 91)}$$

-Si la fissuration est très préjudiciable :

$$\bar{\sigma} = 0,8 \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f t j} \right)$$

η : Un coefficient numérique dit coefficient de fissuration.

$\eta = 1$: pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses

$\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence ($\varnothing \geq 6mm$).

$\eta = 1,3$ pour les armatures à haute adhérence ($\varnothing < 6mm$).

➤ **Contrainte tangente limite ultime** : (Art.5.1.2. BAEL 91)

Cas de l'armature Transversaledroit $\alpha = 90^\circ$

- Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_u = \min[0.2 f_{c28}/\gamma_b, 5MP]$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\Rightarrow \tau_u = \min[0.15 f_{c28}/\gamma_b, 4MP]$
- Cas des armatures inclinés à $45^\circ \Rightarrow \tau_u = \min[0.27 f_{c28}/\gamma_b, 7MP]$
- Cas des dalles $\Rightarrow \tau_u = [0.07 f_{c28}/\gamma_b]$ (art ,4.5,2,2. BAEL 91)

I.2.4. Justification des sections soumises a des sollicitations normales :

I.2.4.1. Définition

On entend par sollicitations normales celles qui peuvent être équilibrées par des contraintes normales développées sur les sections droites des pièces.

I.2.4.2. Etat limite ultime de résistance (ELU) :

I.2.4.2.a. Hypothèses de calcul :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques.
- Le coefficient d'équivalence n donné par le rapport entre les modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton ($n = E_s / E_b$) est pris égal à 15
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\begin{array}{ll} \varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} & \text{en flexion} \\ \varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} & \text{en compression} \end{array}$$

I.2.4.2.b. Diagramme des déformations limites de la section (Règle des trois pivots) :

La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure (1.4) tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l’armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

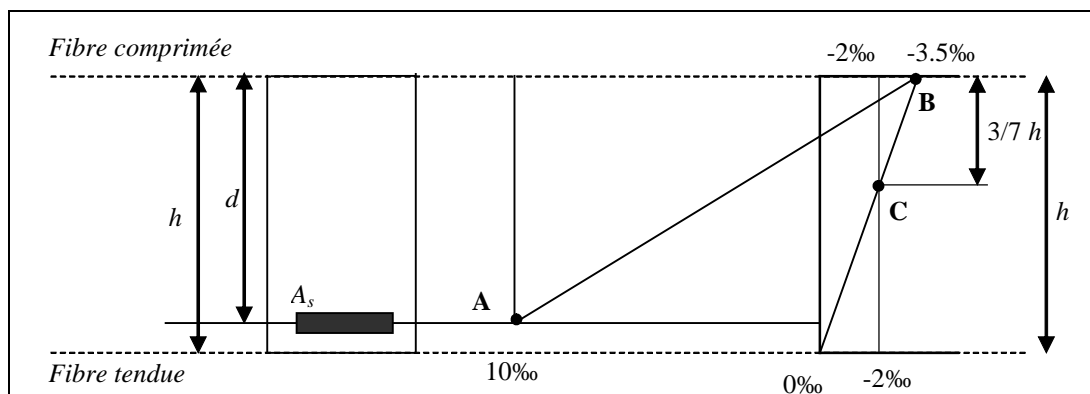


Figure I.4 : Diagramme de déformation limite de la section.

I.2.4.2.c. Contrainte ultime du béton :(art.4.3, 41, P24, B.A.E.L.91)

Pour le calcul à l’E.L.U on adopte le diagramme dit "parabole–rectangle" (Fig. 1.5). En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabole du graphe ci-dessus, les déformations relatives étant limitées à 2‰.

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

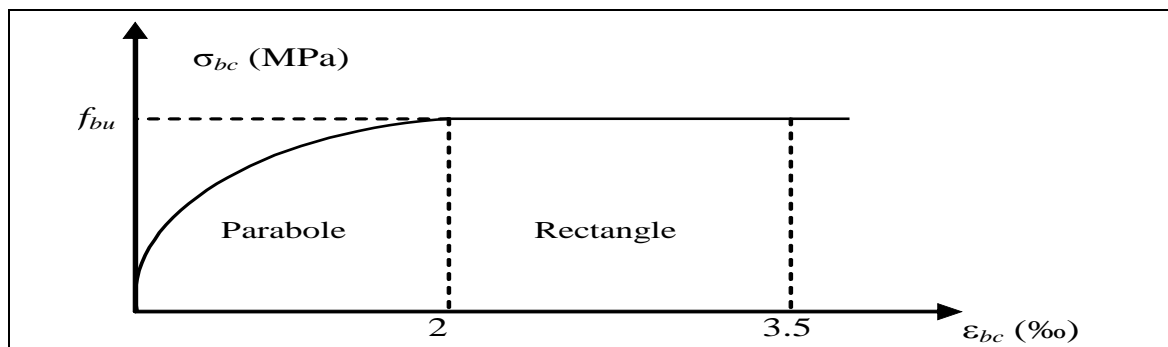


Figure. 1.5 : Diagramme parabole rectangle des Contraintes Déformations du béton

Avec :

$$f_{bu} : \text{Contrainte ultime du béton en compression } f_{bu} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta\gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à 1 lorsque la durée probable d’application de la combinaison d’actions considérée est supérieure à 24 h, 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu’elle est inférieure à 1 h.

Résistance caractéristique à 28 jours en MPa		Résistance de calcul f_{bu} en MPa (pour $\theta = 1$)	
à la compression f_{c28}	à la traction f_{t28}	Situations durables ou transitoires	Situations accidentelles
16	1.56	9.1	11.8
18	1.68	10.2	13.3
20	1.80	11.3	14.8
25	2.10	14.2	18.5
30	2.40	17.0	22.2
40	3.00	22.7	29.6
50	3.60	28.3	37.0
60	4.20	34.0	44.3

Tableau 1.2 : Les résistances caractéristiques du béton à 28 jours

I.2.4.3. État limite de service (ELS) :

I.2.4.3.a Hypothèses de calcul :

Les calculs sont conduits moyennant les hypothèses suivantes:

-les sections droites restent planes et il n'ya pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures;

-le béton tendu est négligé;

-Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton;

-Par convention le rapport n du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ou coefficient d'équivalence a pour valeur 15;

-Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

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

Chapitre II :**Pré-dimensionnement & descente de charge****II.1.Pré dimensionnement :****II.1.1.Introduction :**

Le pré-dimensionnement a pour but «le pré calcul » des sections des différents éléments résistants. De la structure il sera fait selon les règlements RPA99/version 2003 et les règlements de B.A.E.L et dont le but et d'arriver à déterminer des épaisseurs économique afin d'éviter un surcoût d'acier et du béton.

II.1.2.Les poutres :**II.1.2.1.Les poutres principales :**

Poutres principales transmettent les charges aux différents éléments verticaux.

Selon les Règles de BAEL91 :

La section de la poutre est déterminée par les formules suivantes :

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

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

Avec:

– L_{max} : Longueur libre entre nus d'appuis ;

– h : Hauteur totale de la poutre ;

– b : Largeur de la poutre ;

➤ La hauteur h :

$$L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10 \text{ ou } L_{max} = 5,50 \text{ m}$$

$$550/15 \leq h \leq 550/10$$

$$36,66 \leq h \leq 55 \text{ On adopte } h = 60 \text{ cm}$$

➤ La largeur b :

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

$$0,3 \times 60 \leq b \leq 0,7 \times 60$$

$$18 \leq b \leq 42 \text{ On adopte } b = 40 \text{ cm}$$

Condition de RPA.99.V2003 art.7.5.1 : il faut vérifier :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} b = 40\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots \dots cv \\ h = 60\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots \dots cv \\ h/b = 1,5 \leq 4 \dots \dots cv \end{cases}$$

* **Donc la poutre principale à une section : $(b \times h) = (40 \times 60) \text{ cm}^2$**

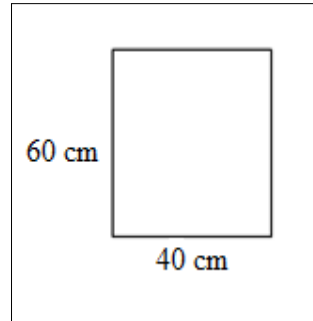


Figure II.1 : poutre principale

II.1.2.2. Les poutres secondaires :

➤ **La hauteur h :**

$$L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10 \quad \text{ou} \quad L_{max} = 5,10 \text{ m}$$

$$510/15 \leq h \leq 510/10$$

$$34 \leq h \leq 51 \quad \text{On adopte } h = 45 \text{ cm}$$

➤ **La largeur b :**

$$0,3 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45$$

$$13,5 \leq b \leq 31,5 \quad \text{On adopte } b = 30 \text{ cm}$$

Condition de RPA.99.V2003 art 7.5.1 : il faut vérifier :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots \dots cv \\ h = 45\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots \dots cv \\ h/b = 1,5 \leq 4 \dots \dots cv \end{cases}$$

* **Donc la poutre secondaire à une section : $(b \times h) = (45 \times 30) \text{ cm}^2$**

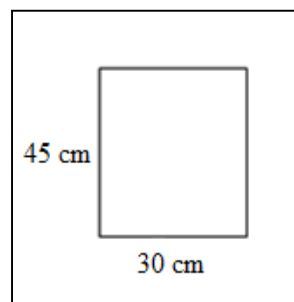


Figure II.2 : poutre secondaire

II.1.2.3. Pré dimensionnement Poutre palier :

C'est une liaison entre palier (table de l'escalier) et poteau. Pour leur pré-dimensionnement, à appliquer la formule suivante:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

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

Pour la poutre palier :

$$L_{max} = 4,20 \text{ m} = 420 \text{ cm}$$

$$28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm} \text{ on prend } h = 40 \text{ cm}$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend: $b = 30 \text{ cm}$.

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots cv \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots cv \\ h/b = 1,33 \leq 4 \dots \dots cv \end{cases}$$

<i>poutres</i>	<i>Section (cm²)</i>
<i>Principales</i>	(60×40)
<i>Secondaires</i>	(45×30)
<i>palier</i>	(40×30)

Tableau II.1 : Les sections des poutres sont résumées

II.1.3. les planchers :

Les planchers rencontrés dans les bâtiments de destinations diverses ou dans les constructions industrielles se classent en général :

-Planchers à corps creux.

On appelle :

- ✓ h : hauteur de plancher.
- ✓ L : la distance max entre appuis.

II.1.3.1. Planchers à corps creux :

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4cm, selon le BAEL 91 (art B.6.8, 423).

-Condition de flèche : (art B.6.8, 424.BAEL91).

$$\text{On doit vérifier: } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$h/L \geq 1/22,5 \Rightarrow h \geq L/22,5 = \frac{510}{22,5} = 22,66 \text{ cm}$$

$$h \geq 22 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux (20+5).

-20 cm : hauteur du corps creux ;

-5 cm : dalle de compression ;

-L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles ($L = 510 \text{ cm}$).

En adopte : $h_t = 25 \text{ cm}$ (20+5).

-Les caractéristiques géométriques de la nervure :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en tés (T) de caractéristique géométrique suivants :

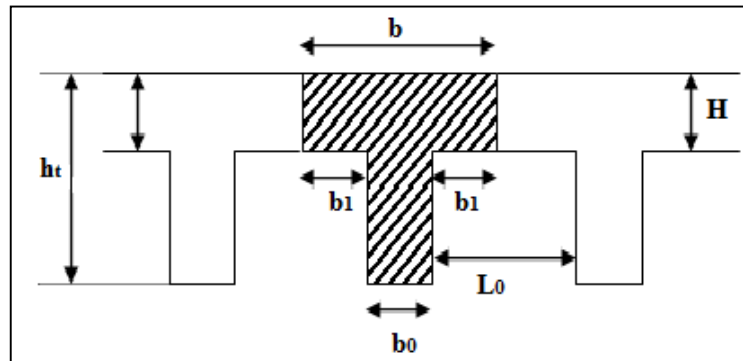


Figure II.3 : poutrelle en T

-Détermination de b_0 :

On a:

$$0,4h_t \leq b_0 \leq 0,8h_t$$

$$0,4 \times 25 \leq b_0 \leq 0,8 \times 25$$

$$10 \text{ cm} \leq b_0 \leq 20 \text{ cm}$$

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

- Le hourdis choisi est normalisé de hauteur 20 cm et de longueur 55cm.

-La section en travée à considérer est une section en T.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27,5 \text{ cm} \dots \dots \text{ cv} \\ \frac{L}{10} = \frac{210}{10} = 51,0 \text{ cm} \dots \dots \text{ cv} \end{array} \right.$$

b_1 : La distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : La longueur de la nervure.

Donc prend: $b_1 = 27,5 \text{ cm}$

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

<i>Epaisseur de la dalle de compression</i>	5cm
<i>Epaisseur de l'entrevous</i>	20cm
<i>La largeur b_0 des nervures</i>	10cm
<i>Distance L_0 entre deux nervures</i>	55cm
<i>Entraxe des nervures</i>	65cm

Tableau II.2 : Les caractéristiques géométriques de nervure

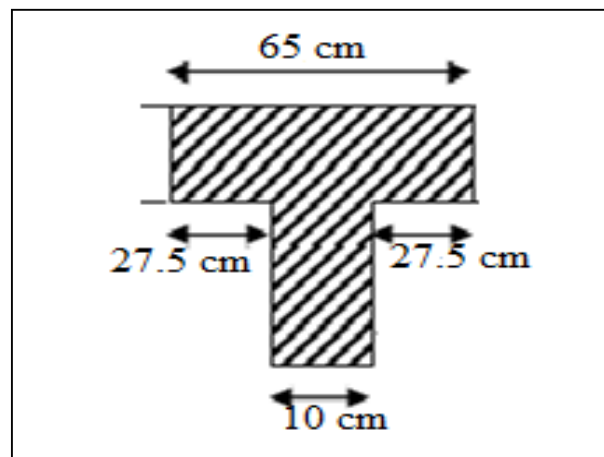


Figure II.4 : dimensionnements de section en T

II.1.4. Les poteaux:

Les poteaux sont les éléments porteurs et assure un certain contreventement plancher poutre, ils doivent supporter principalement les charges et les surcharges verticales leur dimensions doivent satisfaire les conditions données. Selon *R.P.A 99 « version 2003 art 7.4 p 48 »*,

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

$$\min\{b_1, h_1\} \geq 25\text{cm}$$

$$\min\{b_1, h_1\} \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$$

-Vérification: (dimensions minimales RPA)

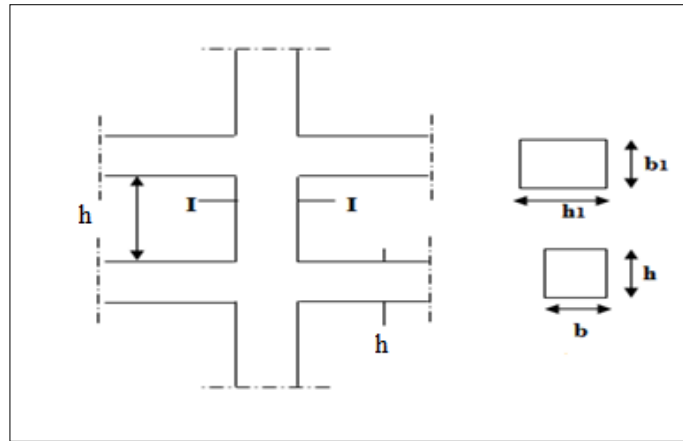


Figure II.5 : poteau

➤ **Poteau type1-1** :(sous-sol +RDC)

On adopte : (60,60)

$$\min\{60,60\} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots cv$$

$$\min\{60,60\} \geq \frac{259}{20} = 12,95 \text{ cm} \dots \dots cv$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{60}{60} \leq 4 \dots \dots cv$$

➤ **Poteau type2-2**: étages (01+02)

On adopte :(50,50)

$$\min\{50,50\} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots cv$$

$$\min\{60,60\} \geq \frac{323}{20} = 16,15 \text{ cm} \dots \dots cv$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{50}{50} \leq 4 \dots \dots cv$$

➤ **Poteau type3-3**:(étage 03)

On adopte :(40,40)

$$\min\{40,40\} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots cv$$

$$\min\{60,60\} \geq \frac{300}{20} = 15 \text{ cm} \dots \dots cv$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{40}{40} \leq 4 \dots \dots cv$$

II.1.5. Les voiles:

L'épaisseur des voiles doit être satisfaire la condition suivante :

$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

e: l'épaisseur de voile

L'épaisseur minimale est de 15cm. (RPA 99 « version 2003 » page 56).

- **Type 01: infrastructure (voile de soutènement pour sous sol)**

$$e \geq \frac{281}{20} = 14,05 \text{ cm on adopte } e = 20 \text{ cm}$$

- **Type 02: super structure (exigence de la modalisation)**

$$e \geq \frac{350}{20} = 17,05 \text{ cm on adopte } e = 20 \text{ cm}$$

- **Tableau récapitulative:**

	<i>infrastructure</i>	<i>super structure</i>
<i>h_e (cm)</i>	281	350
<i>e(cm)</i>	20	20

Tableau II.3:récapitulative

II.1.6.L'acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire du plancher terrasse destinée essentiellement à protéger les personnes.

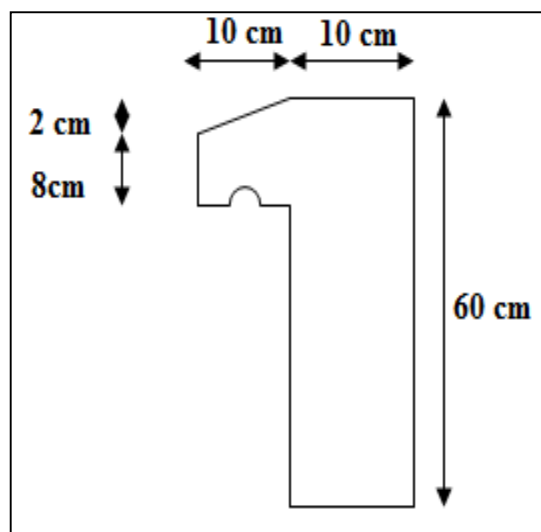


Figure II.6 :l'acrotère

II.1.7. Balcon :

Pré dimensionnement de la dalle (*pratique de BAEL page 352*)

-La portée du balcon est de 15 m.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{100}{515} = 0,19 \rightarrow \alpha < 0,4$$

-Condition de fleche:

$$\alpha = \frac{L_x}{20} = \frac{100}{20} = 5 \text{ cm}$$

-Condition de sécurité :

$$e \geq 5 \text{ cm}$$

-L'épaisseur de la dalle:

$$e \geq \frac{L_x}{10} \rightarrow \frac{100}{10} \geq 10 \text{ cm}$$

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

II.1.8. Les escaliers:

Les escaliers sont constitués des volées en béton armé coulés sur place. Pour la détermination des dimensions des marches (**g**) et contre marche (**h**) on utilise la formule de BLONDEL :

$$59 < g + 2h < 66 \text{ cm}$$

h: hauteur d'une marche dite contre marche.

g: largeur d'une marche dite giron.

G et **h** doivent vérifier la relation suivante.

$$14,5 < h < 18$$

$$\text{et } 18 < g < 32$$

On prend : $h=17 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$.

$$g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \Rightarrow 59 < 64 < 66 \text{ cm} \dots \dots \text{cv}$$

-Hauteur d'étage : $H=3,50 \text{ m}$;

-Hauteur de la paillasse : $H'=3,50/3=1,16 \text{ m}$;

-Détermination le nombre de marche : $n=H/h=350/17=20,58$;

On prend : $n=21$ (**marches**).

Avec :

$n = 7$ marches par volée.

-détermination la longueur projetée de la paillasse : $L=g (n-1)=0,3 (7-1)=1,80 \text{ m}$.

-détermination de l'inclinaison de la paillasse : $\text{tg } \alpha = H'/L=1,16/1,80=0,64$

$$\alpha = 32,79^\circ$$

- détermination la largeur de la paillasse :

$$L_p = \frac{H'}{\sin \alpha} = \frac{1,16}{\sin 32} = 2,14 \text{ m}$$

- détermination l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_p}{30} \leq e \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow \frac{214}{30} \leq e \leq \frac{214}{20}$$

$$7,13 \leq e \leq 10,7 \text{ on prend } e = 15 \text{ cm.}$$

-l'épaisseur de le palier : $e=15 \text{ cm}$

Les résultats dans le tableau suivant :

$H(\text{cm})$	$L(\text{cm})$	$h(\text{cm})$	$g(\text{cm})$	$\alpha(\text{cm})$	$e(\text{cm})$
350	180	17	30	32,79°	15

Tableau II.4 : Les résultats

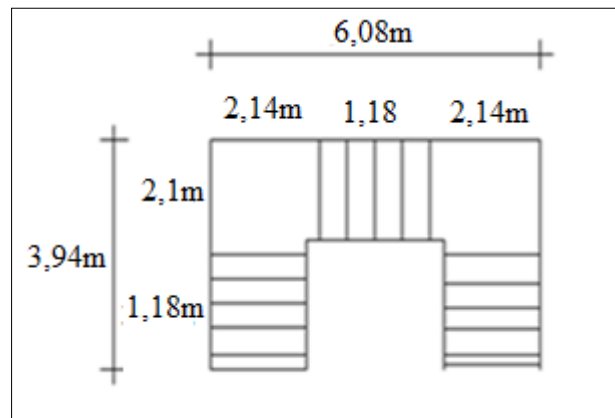


Figure II.7: Les escaliers

II.2.Descente des charges :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent Les charges permanentes G sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments et des ouvrages, déduit des plans et du poids volumique des matériaux les constituantes. Et les surcharges d'exploitations Q sont évaluées selon le D.T.R.B.C.2.2.

II.2.1.Poids volumiques des matériaux :

<i>matériaux</i>	<i>Poids volumique</i>	<i>matériaux</i>	<i>Poids volumique</i>
------------------	------------------------	------------------	------------------------

<i>Béton armé</i>	25 KN/m^3	<i>Gravier</i>	17 KN/m^3
<i>Enduit ciment</i>	14 KN/m^3	<i>Sable</i>	18 KN/m^3
<i>Isolation thermique</i>	4 KN/m^3	<i>plâtre</i>	15 KN/m^3
<i>Carrelage</i>	22 KN/m^3	<i>Forme de pente</i>	22 KN/m^3
<i>Briques creuses</i>	09 KN/m^3	<i>Etanchéité</i>	$0,12 \text{ KN/m}^3$

Tableau II.5 : Poids volumiques des matériaux

II.2.2. Evaluation des charges et surcharges :

II.2.2.1. Plancher terrasse :

-Corps creux :

	<i>Les Compositions</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids Volumique (KN/m³)</i>	<i>Poids Surfaccique (KN/m²)</i>
01	<i>Gravillons de Protection</i>	0,05	15	0,75
02	<i>Etanchéité multicouches</i>	0,02	6	0,12
03	<i>forme Pente de béton</i>	0,10	22	2,2
04	<i>Isolation phonique</i>	0,04	04	0,16
05	<i>Dalle en corps creux</i>	0,2+0,05	14	3,5
06	<i>Enduit en plâtre</i>	0,02	10	0,20
			G	6,93 KN/m²
			Q	1,00 KN/m²

Tableau II.6 : évaluation des charges du plancher terrasse en corps creux

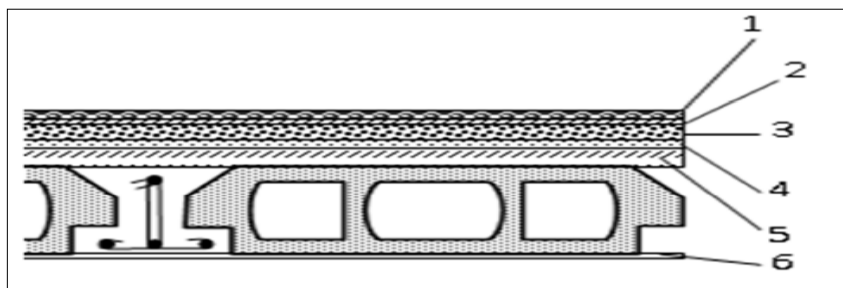


Figure II.8 : Plancher terrasse à Corps creux

-Planchers étage courant :

<i>Les Compositions</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids Volumique (KN/m³)</i>	<i>Poids Surfaccique (KN/m²)</i>
-------------------------	----------------------	---	---

01	Cloison de separation	0,1	1	0,1
02	Carrelage+ mortier	0,02	22	0,44
03	Lit de sable	0,02	18	0,36
04	Plancher à corps creux	0,2+0,05	14	3,5
05	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
G				4,6 KN/m²
Q				2,5 KN/m²

Tableau II.7 : Evaluation des charges du plancher courant

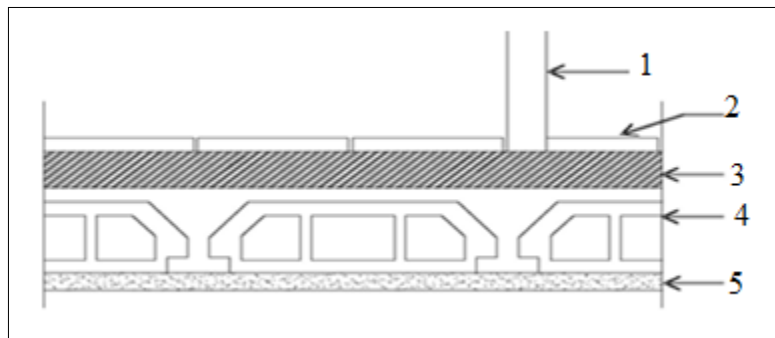


Figure II.9 : Plancher étage courant

II.2.2.2. Mur extérieur :

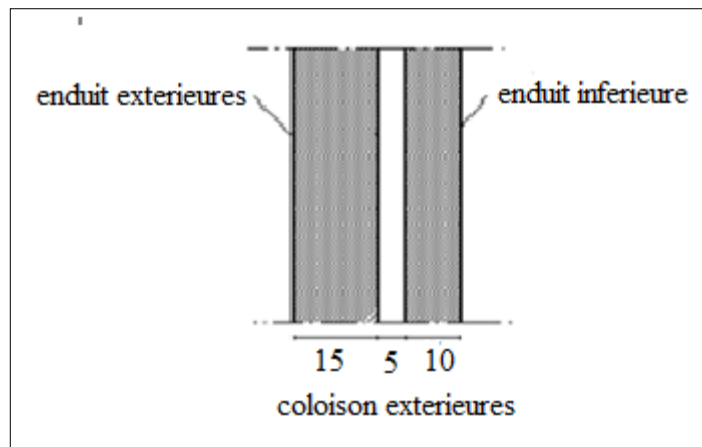


Figure II.10 : Mur extérieur

Les Compositions	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccque (KN/m ²)
Brique creuses 15cm (12trous)	0,15	-	1,3
Brique creuses 10cm (8trous)	0,10	-	0,9

<i>Mortier du ciment</i>	0,02	18	0,36
<i>Mortier du plâtre</i>	0,02	10	0,2
		G	2,76 KN/m²

Tableau II.8 : Evaluation des charges du mur extérieur

Mur de façade en doit déduire de 25% d'ouvertures $G=0,75 \times 2.76 = 2.07 \text{KN/m}^2$

II.2.2.3.L'escalier :

-Paillasse :

<i>Les compositions</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m²)</i>
<i>Poids prépressede paillasse</i>	0,12/cos32,79	25	3,56
<i>Poids propre de la marche</i>	0,17/2	22	1,87
<i>Carrelage</i>	0,02	22	0,44
<i>Mortier de pose</i>	0,02	20	0,40
<i>Enduit de ciment</i>	0,02	14	0,28
<i>Garde corps</i>	-	-	0,20
		G	6,75
		Q	2,50

Tableau II.9 : Evaluation des charges de Paillasse

-Palier de repos :

<i>Les compositions</i>	<i>Epaisseur(m)</i>	<i>Poids volumique(KN/m3)</i>	<i>Poids surfacique(KN/m2)</i>
<i>Carrelage</i>	0,02	22	0,44

<i>Poids propres de Palier de repos</i>	0,15	25	3,75
<i>Mortier de pose</i>	0,02	20	0,40
<i>Enduit de ciment</i>	0,02	14	0,28
		G	4,87
		Q	2,50

Tableau II.10 : Evaluation des charges de palier de repos

II.2.2.4.La dalle pleine :

-balcon :

<i>Les composantes</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m²)</i>
<i>Carrelage</i>	0,02	22	0,44
<i>Mortier de pose</i>	0,02	20	0,40
<i>Dalle pleine</i>	0,16	25	4,00
<i>Enduit en ciment</i>	0,02	14	0,28
		G	5,12
		Q	3,50

Tableau II.11 : Evaluation des charges de dalle de balcon

-Garde-corps des balcons :

<i>Les composantes</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m²)</i>
<i>Brique creuses 15cm (12trous)</i>	0,15	-	1,3
<i>enduit du ciment</i>	0,02	14	0,28
		G	1,58
		Q	/

Tableau II.12 : Evaluation des charges de garde corps

II.2.2.5.Acrotère :

La surface de l'acrotère est :

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

Le poids propre de l'acrotère est :

$$P = (0,069 \times 25) = 1,72KN/m$$

$$G = 1,72KN/m$$

$$Q = 1KN/m$$

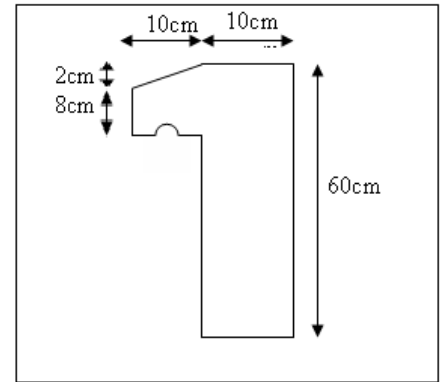


Figure II.11.acrotère

II.2.3.détermination de La descente des charges:

II.2.3.1.Loi de dégression :(art.V.2 p22.BAEL 91)

Pour les bâtiments à usage d'habitation comportant plus de cinq étages. Les surcharges verticales peuvent être minorées selon la loi de dégression verticale ci-après.

- Soit Q_0 la surcharge appliquée à la terrasse de couverture,
- Soit Q_i la surcharge appliquée à l'étage "i".

Les étages étant numérotés de haut en bas ; on calcule Q_i surcharge totale à considérer au-dessous du plancher de l'étage n° i. (art 6.3.B .C.2.2)

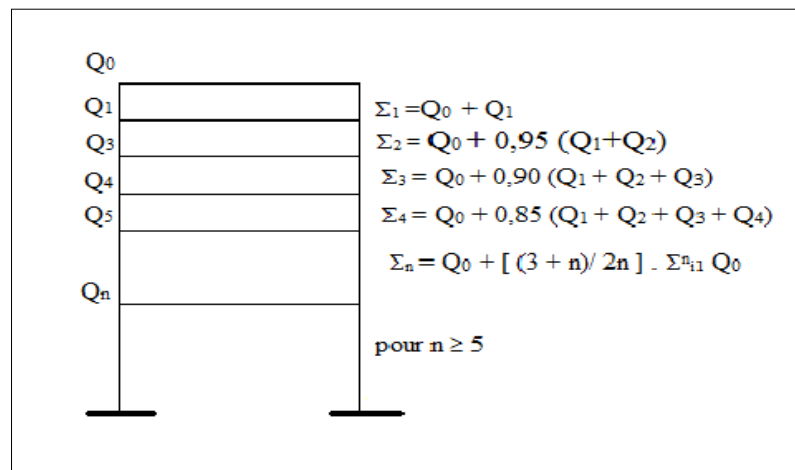


Figure II.12 : calcul Q_i surcharge totale

II.2.3.2.Calcul de l'effort ultime :

- Poteau intermédiaire :
 - Position 01 :(plancher corps creux)
- Niveau 1 :

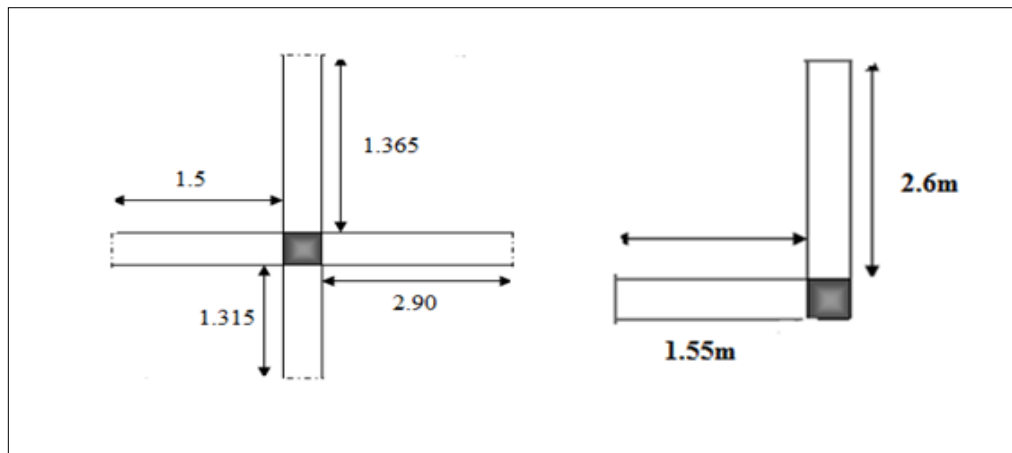


Figure II.13 : Poteau intermédiaire

	<i>Elément</i>	<i>G (KN)</i>	<i>Q(KN)</i>
<i>Niveau 01 (étage 03)</i>	<i>P. terrasse : 4,03 × 6,93</i>	27,93	$4,03 \times 1 = 4,03$
	<i>p. p: (0,60 × 0,40 × 25 × 1,55)</i>	9,3	
<i>p. s: (0,45 × 0,30 × 25 × 2,6)</i>	8,78		
<i>p. Acrotère : (0,069 × 4,95 × 25)</i>	8,54		
<i>p. poteau: (0,40 × 0,40 × 3 × 25)</i>	12		
	<i>Total</i>	66,52	4,03
<i>Niveau 02 (étage 02)</i>	<i>p. planche: (11,792 × 4,6)</i>	54,24	$Q_1 = 2,05 \times 2,5 = 5,12$ $Q_2 = 1,5 \times 9,74 = 14,61$
	<i>p. p: (0,6 × 0,40 × 25 × 4,4)</i>	26,4	
	<i>p. p. s: (0,45 × 0,30 × 25 × 2,68)</i>	9,05	
	<i>p. poteau: (0,50 × 0,50 × 3,23 × 25)</i>	20,19	
	<i>Total</i>	109,88	19,73
<i>Niveau 03 (étage 01)</i>	<i>p. planche: (11,792 × 4,6)</i>	54,24	$Q_1 = 11,792 \times 2,5 = 29,48$
	<i>p. p. p: (0,6 × 0,40 × 25 × 4,4)</i>	26,4	
	<i>p. p. s: (0,45 × 0,30 × 25 × 2,68)</i>	9,05	
	<i>p. poteau: (0,50 × 0,50 × 3,23 × 25)</i>	20,19	
	<i>Total</i>	109,88	29,48

Niveau 04 (RDC)	<i>p. planche:</i> $(11,792 \times 4,6)$	54,24	$11,792 \times 2,5 = 29,48$
	<i>p. p. p:</i> $(0,6 \times 0,4 \times 25 \times 4,4)$	26,4	
<i>p. p. s:</i> $(0,45 \times 0,30 \times 25 \times 2,68)$	9,05		
<i>p. poteau:</i> $(06, \times 0,6 \times 3,5 \times 25)$	31,50		
	Total	121,19	29,48
Niveau 05 (sous sol)	<i>p. poteau:</i> $(06, \times 0,6 \times 2,81 \times 25)$	31,50	
	Total	31,50	

Tableau II.13 : Evaluation des charges de poteau intermédiaire

-Calcul de Q :

<i>N</i>	<i>Dégression</i>	<i>Q (KN)</i>
01(Terasse)	Q_0	4,03
02(étage 2)	$Q_0 + Q_1$	23,76
03(étage 1)	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	51,12
04(RDC)	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	75,50
05(sous sol)	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	96,89

Tableau II.14 : Evaluation des charges exploitations de poteau intermédiaire

<i>Niveau</i>	<i>Charges Permanentes [KN]</i>						<i>Charges d'exploitation [KN]</i>		<i>Efforts Normaux ultime [KN]</i>
	<i>Poids des planchers</i>	<i>Poids des poutres</i>	<i>Poids des poteaux</i>	<i>Poids de l'acrotère</i>	<i>G</i>	<i>G Cumul</i>	<i>Q</i>	<i>Q Cumul</i>	<i>N</i>
01	27,93	18,08	12	8,54	66,52	66,52	4,03	4,03	95,85
02	5,24	35,45	20,19	/	109,88	176,4	19,73	23,76	273,78
03	54,24	3,45	20,19	/	109,88	286,28	29,84	51,12	463,16
04	54,24	35,45	31,50	/	121,19	407,77	29,48	75,50	663,74

05	/	/	25,29	/	25,29	432,76	29,48	96,89	729,56
----	---	---	-------	---	-------	--------	-------	-------	--------

Tableau II.15 : récapitulative des charges de poteau intermédiaire

Ou an a $N = 1,35G_c + 1,5Q_c$

Position 02 :(cote escalier) :

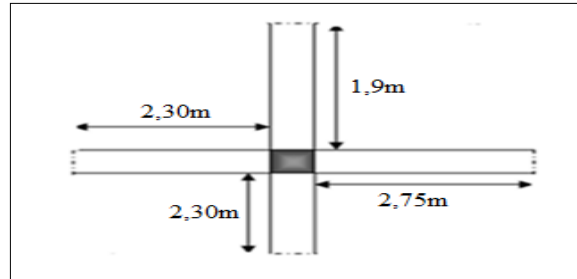


Figure II.14 : Poteau cote escalier

-Calcul de Q :

N	Dégression	Q (KN)
01(Terasse)	Q_0	17
02(étage 2)	$Q_0 + Q_1$	67,35
03(étage 1)	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	117,61
04(RDC)	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	162,31
05(sous sol)	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	201,45

Tableau II.16 : Evaluation des charges exploitations de poteau cote escalier

Niveau	Charges Permanentes [KN]							Charges d'exploitation [KN]		Efforts Normaux ultime [KN]
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	Poids de l'acrotère	Dalle plaine	G	G Cumul	Q	Q Cumul	N
01	117,3	45,15	12	8,02	/	128,47	128,47	17	17	271,83
02	82,11	45,15	20,19	/	16,39	163,84	292,31	50,35	67,35	495,64
03	82,11	45,15	20,19	/	16,39	136,84	456,15	55,55	117,61	792,22
04	82,11	45,15	31,5	/	16,39	175,15	631,3	55,55	162,31	1095,72
05	/	/	25,29	/	/	25,29	656,59	55,55	201,45	1200,72

Tableau II.17 : Tableau II.8 : récapitulative des charges de poteau cote escalier

	<i>Elément</i>	<i>G (KN)</i>	<i>Q(KN)</i>
Niveau 01 (étage 03)	<i>p. terrasse: (17 × 6,9)</i>	117,3	(17 × 1) = 17
	<i>p. principale: (0,6 × 0,40 × 25 × 5,05)</i>	30,3	
	<i>p. secondaire: (0,45 × 0,30 × 25 × 4,4)</i>	14,85	
	<i>p. Acrotère: (0,069 × 4,65 × 25)</i>	8,02	
	<i>p. poteau: (0,40 × 0,40 × 25 × 3)</i>	12	
	Total	128,47	17
Niveau 02 (étage 02)	<i>Planche: (17,85 × 4,6)</i>	82,11	$Q_1 = (17 \times 2,5) = 42,5$ $Q_2 = (5,23 \times 1,5) = 7,85$
	<i>dalle plaine: (4,37 × 25 × 0,15)</i>	16,39	
	<i>p. principale: (0,6 × 0,40 × 25 × 5,05)</i>	30,3	
	<i>p. secondaire: (0,45 × 0,30 × 25 × 4,4)</i>	14,85	
	<i>p. poteau: (0,50 × 0,50 × 3,23 × 25)</i>	20,19	
	Total	163,84	50,35
Niveau 03 (étage 01)	<i>Planche: (17,85 × 4,6)</i>	82,11	(22,22 × 2,5) = 55,55
	<i>dalle plaine: (4,37 × 25 × 0,15)</i>	16,39	
	<i>p. principale: (0,6 × 0,40 × 25 × 5,05)</i>	30,3	
	<i>p. secondaire: (0,45 × 0,30 × 25 × 4,4)</i>	14,85	
	<i>p. poteau: (0,50 × 0,50 × 3,23 × 25)</i>	20,19	
	Total	163,84	55,55
Niveau 04 (RDC)	<i>Planche: (17,85 × 4,6)</i>	82,11	(22,22 × 2,5) = 55,55
	<i>dalle plaine: (4,37 × 25 × 0,15)</i>	16,39	
	<i>p. principale: (0,6 × 0,40 × 25 × 5,05)</i>	30,3	
	<i>p. secondaire: (0,45 × 0,30 × 25 × 4,4)</i>	14,85	
	<i>p. poteau: (0,60 × 0,60 × 3,5 × 25)</i>	31,5	
	total	175,15	55,55
Niveau 05 (sous sol)	<i>p. poteau: (0,60 × 0,60 × 2,81 × 25)</i>	25,29	(22,22 × 2,5) = 55,55
	total	25,29	55,55

Tableau II.18 : Evaluation des charges de poteau cote escalier

Poteau d'angle :

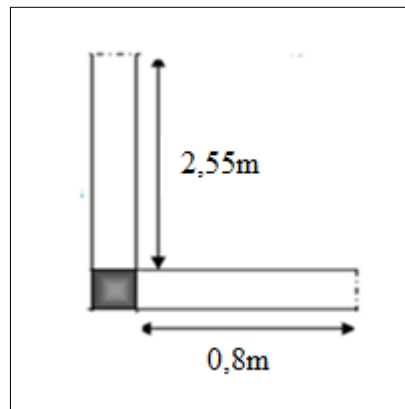


Figure II.15 : Poteau d'angle

Calcul de Q :

N	Dégression	Q (KN)
01Terasse	Q_0	2,04
02(étage 2)	$Q_0 + Q_1$	7,14
03(étage 1)	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	11,73
04(RDC)	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	15,81
05(sous sol)	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	19,38

Tableau II.19 : Evaluation des charges exploitations de poteau d'angle

Niveau	Charges Permanentes [KN]							Charges d'exploitation [KN]		Efforts Normaux ultime [KN]
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	Poids de l'acrotère	Dalle plane	G	G Cumul	Q	Q Cumul	N
01	14,14	13,41	12	7,16	/	46,71	46,71	2,04	2,04	66,12
02	9,38	13,41	20,19	/	29,86	72,84	119,55	5,1	7,14	172,10
03	9,38	13,41	20,19	/	29,86	72,84	192,39	5,1	11,73	277,32
04	9,38	13,41	31,5	/	32,36	86,65	279,04	5,1	15,81	400,42
05	/	/	25,29	/	/	25,29	304,33	5,1	19,38	439,92

Tableau II.20 :récapitulative des charges de poteau d'angle

	<i>Elément</i>	<i>G (KN)</i>	<i>Q(KN)</i>
Niveau 01 (étage 03)	<i>p. terrasse: (2,04 × 6,93)</i>	14,14	$(2,04 \times 1) = 2,04$
	<i>p. principale: (0,60 × 0,40 × 25 × 0,8)</i>	4,8	
	<i>p. secondaire: (0,45 × 0,30 × 25 × 2,55)</i>	8,61	
	<i>p. Acrotère: (0,069 × 4,15 × 25)</i>	7,16	
	<i>p. poteau: (0,40 × 0,40 × 25 × 3)</i>	12	
	total	46,71	2,04
Niveau 02 (étage 02)	<i>Planche: (2,04 × 4,6)</i>	9,38	$(2,04 \times 2,5) = 5,1$
	<i>p. principale: (0,6 × 0,40 × 25 × 0,8)</i>	4,8	
	<i>p. secondaire: (0,45 × 0,30 × 25 × 2,55)</i>	8,61	
	<i>p. poteau: (0,50 × 0,50 × 3,23 × 25)</i>	20,19	
	<i>mur extérieure : (3,23 × 3,35 × 2,76)</i>	29,86	
	total	72,84	5,1
Niveau 03 (étage 01)	<i>Planche: (2,04 × 4,6)</i>	9,38	$(2,04 \times 2,5) = 5,1$
	<i>p. principale: (0,6 × 0,40 × 25 × 0,8)</i>	4,8	
	<i>p. secondaire: (0,45 × 0,30 × 25 × 2,55)</i>	8,61	
	<i>p. poteau: (0,50 × 0,50 × 3,23 × 25)</i>	20,19	
	<i>mur extérieure : (3,23 × 3,35 × 2,76)</i>	29,86	
	total	163,84	55,55
Niveau 04 (RDC)	<i>Planche: (2,04 × 4,6)</i>	9,38	$(0,8 \times 2,55 \times 2,5) = 5,1$
	<i>p. principale: (0,6 × 0,40 × 25 × 0,8)</i>	4,8	
	<i>p. secondaire: (0,45 × 0,30 × 25 × 2,55)</i>	8,61	
	<i>p. poteau: (0,60 × 0,60 × 3,5 × 25)</i>	31,5	
	<i>mur extérieure : (3,5 × 3,35 × 2,76)</i>	32,36	
	total	86,65	5,1
Niveau 05 (sous sol)	<i>p. poteau: (0,60 × 0,60 × 2,81 × 25)</i>	25,29	$(0,8 \times 2,55 \times 2,5) = 5,1$
	total	25,29	5,1

Tableau II.21 : Evaluation des charges de poteau d'angle

➤ Type escalier :

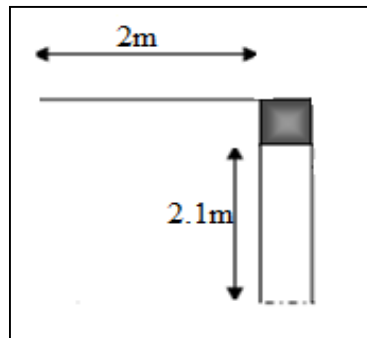


Figure II.16 : Poteau d'escalier

	<i>Elément</i>	<i>G (KN)</i>	<i>Q(KN)</i>
Volé 01 (étage01)	<i>P. de(marche; contre marche):</i> $\left[\frac{(0,3 \times 0,17)}{2} \times 1,18 \times 2,14 \times 7 \times \frac{25}{2} \right]$	5,63	$\frac{0,3 \times 0,17}{2} \times 2,5$
	<i>P. de paillasse:</i> $\frac{(0,15 \times 1,18 \times 2,14 \times 25)}{2}$	4,73	$(0,15 \times 1,18 \times 2,5)$
	<i>P. de paillasse:</i> $\frac{(0,15 \times 1,18 \times 1,18 \times 25)}{2}$	2,61	$(0,50 \times 0,50 \times 2,5)$
	<i>P. poteau:</i> $(0,5 \times 0,5 \times 3,23 \times 25)$	20,19	
	Total	33,16	1,57
Volé 02 (étage01)	<i>P. de(marche; contre marche):</i> $\left[\frac{(0,3 \times 0,17)}{2} \times 1,18 \times 2,14 \times 7 \times 25 \right] / 2$	5,63	0,06
	<i>P. de paillasse :</i> $\frac{(0,15 \times 1,18 \times 2,14 \times 25)}{2}$	4,73	0,44
	<i>P. de palliere (briesé):</i> $\frac{0,30 \times 0,40 \times 25 \times 4,74}{2}$	7,11	0,44
	Total	17,47	0,94
	Volé 01 (étage02)	<i>P. de(marche; contre marche):</i> $\left[\frac{(0,3 \times 0,17)}{2} \times 1,18 \times 2,14 \times 7 \times 25 \right] / 2$	5,63
<i>P. de paillasse:</i> $\frac{(0,15 \times 1,18 \times 2,14 \times 25)}{2}$		4,73	$0,15 \times 1,18 \times 2,5$
<i>P. de pallier:</i> $\frac{(0,15 \times 1,18 \times 1,18 \times 25)}{2}$		2,61	$0,5 \times 0,5 \times 2,5$
<i>P. poteau:</i> $(0,5 \times 0,5 \times 3,23 \times 25)$		20,19	
Total		33,16	1,57

Tableau II.22 : Evaluation des charges de poteau d'escalier pour étage 1 et 2

	<i>Elément</i>	<i>G (KN)</i>	<i>Q(KN)</i>
Volé 01 (RDC)	<i>P. de(marche; contre marche):</i> $\left[\frac{(0,3 \times 0,17)}{2} \times 1,18 \times 2,14 \times 7 \times 25 \right] / 2$	5,63	$\frac{(0,3 \times 0,17)}{2} \times 2,5$
	<i>P. de paillasse:</i> $\frac{(0,15 \times 1,18 \times 2,14 \times 25)}{2}$	4,73	$0,15 \times 1,18 \times 2,5$
	<i>P. de pallier:</i> $\frac{(0,15 \times 1,18 \times 1,18 \times 25)}{2}$	2,61	$0,15 \times 1,18 \times 2,5$
	<i>P. poteau: (0,60 × 0,60 × 3,50 × 25)</i>	31,5	$0,60 \times 0,60 \times 2,5$
	Total	44,47	1,84
Volé 02 (RDC)	<i>P. de(marche; contre marche):</i> $\left[\frac{(0,3 \times 0,17)}{2} \times 1,18 \times 2,14 \times 7 \times 25 \right] / 2$	5,63	0,06
	<i>P. de paillasse:</i> $\frac{(0,15 \times 1,18 \times 2,14 \times 25)}{2}$	4,73	0,44
	<i>P. de palliere (briesé):</i> $\frac{0,30 \times 0,40 \times 25 \times 4,74}{2}$	7,11	0,44
	Total	17,47	0,94
Volé 01 (soussol)	<i>P. de(marche; contre marche):</i> $\left[\frac{(0,3 \times 0,17)}{2} \times 1,18 \times 2,14 \times 7 \times 25 \right] / 2$	5,63	0,06
	<i>P. de paillasse:</i> $\frac{(0,15 \times 1,18 \times 2,14 \times 25)}{2}$	4,73	0,44
	<i>P. de pallier:</i> $\frac{(0,15 \times 1,18 \times 1,18 \times 25)}{2}$	2,61	0,44
	<i>P. poteau: (0,5 × 0,5 × 3,23 × 25)</i>	20,19	0,9
	Total	33,16	1,84
Volé 02 (soussol)	<i>P. de(marche; contre marche):</i> $\left[\frac{(0,3 \times 0,17)}{2} \times 1,18 \times 2,14 \times 7 \times 25 \right] / 2$	5,63	0,06
	<i>P. de paillasse:</i> $\frac{(0,15 \times 1,18 \times 2,14 \times 25)}{2}$	4,73	0,44
	<i>P. de palliere (briesé):</i> $\frac{0,30 \times 0,40 \times 25 \times 4,74}{2}$	7,11	0,44
	Total	17,47	0,94

Tableau II.23 : Evaluation des charges de poteau d'escalier pour étage RDC et sous sol

-Calcul de Q :

N	Dégression	Q (KN)
01(Terasse)	Q_0	0
02(étage 2)	$Q_0 + Q_1$	2,51
03(étage 1)	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	4,77
04(RDC)	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	7,02
05(sous sol)	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	8,99

Tableau II.24 : Evaluation des charges exploitations de poteau d'escalier

Niveau	Charges Permanentes [KN]							Charges d'exploitation [KN]		Efforts Normaux ultime [KN]
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	Poids de l'acrotère	Dalle plane	G	G Cumul	Q	Q Cumul	N
01	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
02	11,26	9,46	2,61	20,19	7,11	50,63	50,63	2,51	2,51	72,12
03	11,26	9,46	2,61	20,19	7,11	5,63	101,26	2,51	4,77	143,86
04	11,26	9,46	2,61	315	7,11	61,94	163,2	2,78	7,02	230,85
05	11,26	9,46	2,61	25,29	7,11	55,73	218,93	2,78	8,99	30,04

Tableau II.25 :récapitulative des charges de poteau d'escalier

II.3.Pré dimensionnement des poteaux :

Le dimensionnement s'effectuer de la manière suivante :

II.3.1.- dimensionnement à L'ELU :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots (1)$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 & \text{situation durable ou transitoire} \\ \gamma_b = 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

α : Coefficient de réduction destiné tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

λ : L'élanement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$; on prend $L_f=0,7$ et $L_0=0,7 h_e$

a : dimension de la section du béton du poteau

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

B : aire total de la section du poteau

A_s : section d'acier minimale ; $\frac{A_s}{B} = 0,7\%$

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours ... $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 400 \text{ MPa}$

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2$

➤ Poteau intermédiaire :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau représenté ci-dessous :

Niveau	N_u (KN)	N_{cat} (KN)	B_r (cm ²)	Section adoptée (cm ²) (axb)	vérification
Terrasse	271,83	2376,10	1400	40×40	cv

02^{ème} étage	495,64	2565,16	2200	50×50	cv
01^{er} étage	792,22	2565,16	2200	50×50	cv
RDC	1095,72	5498,15	3200	60×60	cv
Sous sol	1200,72	5669,96	3300	60×60	cv

Tableau II.26 : récapitulative des sections adoptées pour intermédiaire

➤ **Poteau d'angle:**

Niveau	N_u (KN)	N_{cal} (KN)	B_r (cm ²)	Section adoptée (cm ²)	vérification
Terrasse	66,12	2376,10	1400	40×40	cv
02^{ème} étage	172,10	2565,16	2200	50×50	cv
01^{er} étage	277,32	2565,16	2200	50×50	cv
RDC	400,42	5498,15	3200	60×60	cv
Sous sol	439,92	5669,96	3300	60×60	cv

Tableau II.27 : récapitulative des sections adoptées pour Poteau d'angle

➤ **Poteau coté escalier:**

Niveau	N_u (KN)	N_{cal} (KN)	B_r (cm ²)	Section adoptée (cm ²)	vérification
02^{ème} étage	72,12	2565,16	2200	50×50	cv
01^{er} étage	143,86	2565,16	2200	50×50	cv
RDC	230,85	5498,15	3200	60×60	cv
Sous sol	309,04	5669,96	3300	60×60	cv

Tableau II.28 : récapitulative des sections adoptées pour poteau coté escalier

II.3.2.Critère de stabilité de forme :

Vérification au flambement (B.A.E.L.91) :

$$\lambda = \frac{L_f}{i_{min}} , \quad i_{min} = \sqrt{\frac{I}{A}} , \quad L_f = 0,7L_0 , \quad I = \frac{bh^3}{12} , \quad A = b \times h$$

Poteau	L_f (cm)	I (cm ⁴)	A (cm ²)	i (cm)	λ	Verification $\lambda < 50$
(40x40)cm ² $h_e = 3$ m	210	213333,33	1600	11,54	18,20	cv
(50x50)cm ² $h_e = 3,23$ m	226,1	520833,33	2500	14,43	15,67	cv
(50x50)cm ² $h_e = 3,23$ m	226,1	520833,33	2500	14,43	15,67	cv
(60x60)cm ² $h_e = 3,5$ m	245	1080000	3600	17,32	14,15	cv
(60x60)cm ² $h_e = 2,81$ m	196,7	1080000	3600	17,32	11,36	cv

Tableau II.29 : vérification au flambement pour différents sections des poteaux

II.4. Calcul de la poussée des terres :

$h = 2,81$ m : Hauteur du sous sol.

$\varphi = 30^\circ$: L'angle du frottement de remblai.

$\gamma_d = 18$ KN/m³: Poids spécifique du remblai.

K_a : Coefficient de poussée (surface horizontale).

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

II.4.1. Evaluation des efforts permanents :

➤ Les efforts verticaux

Poids propre du mur périphérique : par un mètre linéaire.

$$C_V = 2,76 \times 25 = 69 \text{KN}$$

➤ Les efforts horizontaux :

-Poussée de terre :

$$P_t = \frac{1}{2} K_a \times \gamma_d \times h = \frac{1}{2} \times 0,33 \times 18 \times 2,81 = 8,34 \text{KN}$$

$$P_t = 8,34 \text{KN/m}^2$$

-Sous l'effet de la surcharge $q = 20$ KN/ml

$$P_q = K_a \times q \times h$$

$$P_q = 0,333 \times 20 \times 2,81 = 18,54 \text{KN/ml}$$

➤ Poussée totale :

-Au niveau du sommet :

$$P_h = P_t + P_q + 0,00 + 18,54$$

$$P_h = 18,54 \text{KN/ml}$$

-Au niveau de la semelle:

$$P_h = P_t + P_q$$

$$P_h = 8,34 + 18,54$$

$$P_h = 26,88 \text{KN/m}$$

$$P(z) = az + b$$

$$P(0) = 8,34 \text{KN/m}$$

$$P(2,81) = 18,54 \text{KN/m}$$

-L'équation générale de la pression horizontale est :

$$\mathbf{P(z) = 3,62z + 8,34(KN/m)}$$

Chapitre III :**Calcul Des Eléments Secondaire****III.1.L'acrotère:**

L'acrotère est un élément de sécurité servant à protéger les personnes contre toute chute au niveau de la terrasse, et limite la pente de revêtement de celle-ci. Il se comporte comme une console soumise à son poids propre et à une charge horizontale qui est la poussée de la main courante $F=1 \text{ KN/ml}$ ou la force sismique F_p calculé conformément aux règles RPA99. Le calcul des armatures se fait donc en la flexion composée.

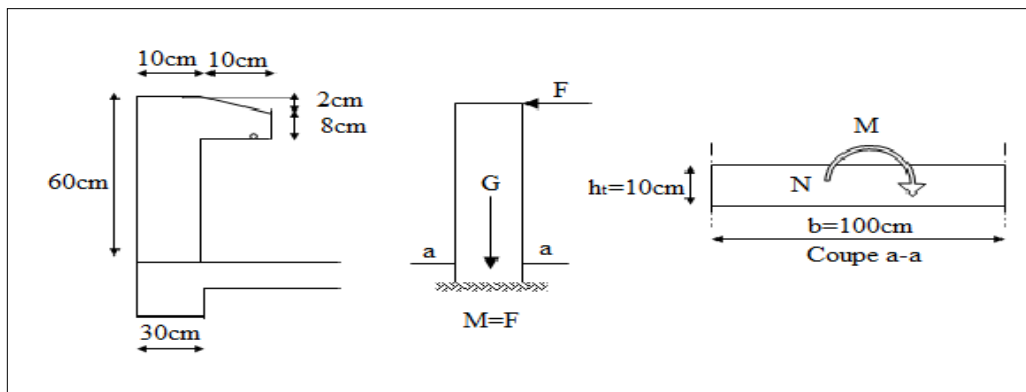


Figure III.1. Schéma statique de l'acrotère

III.1.1. Calcul des sollicitations :

Poids propre: $W_p = 1,725 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation: $Q = \max(F; F_p)$

La force horizontale F_p : (RPA 99 « version 2003 », art 6.2.3 P54).

$$F_p = 4AC_pW_p$$

Avec :

-A : (Coefficient d'accélération de zone « Tab 4-1 BAEL ») $A = 0,10$;

- C_p : (Facteur de force horizontale « Tab 6-1 ») $C_p = 0,8$;

$$F_p = 4 \times 0,10 \times 0,8 \times 1,725 = 0,552 \text{ KN/ml}$$

Donc la charge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max\{F; F_p\} \Rightarrow Q = \max\{1; 0,552\}$$

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

III.1.2. Combinaison d'action:

à-ELU:

$$M_{ELU} = 1,5Qh = 1,5 \times 0,6 \times 1 = 0,9 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ELU} = 1,35G = 1,35 \times 1,725 = 2,33 \text{ KN/ml}$$

à-ELS:

$$M_{ELS} = Qh = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ELS} = G = 1,725 \text{ KN} = 1,725 \text{ KN/ml}$$

	N(KN)	M(KN.m)
E.LU	2,33	0,9
E.L.S	1,75	0,6

Tableau III.1 : Combinaison d'action d'acrotère

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,33} = 0,39 \text{ m} , \quad e_{ser} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,725} = 0,35 \text{ m}$$

$$e_u, e_{ser} > e_0 = \frac{h_t}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016$$

$$e_u, e_{ser} > e_0$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone limitée par les armatures et l'effort normal étant un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

L'acrotère étant exposée aux différentes intempéries, (variation de température, eau, neige, etc. ...).donc la fissuration considérer comme préjudiciable.

III.1.3.Ferraillage à l'ELU:

Tous les problèmes de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramener à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif, avec : $M_{uA} = N_u \cdot e_A$

On obtient une section fictive d'acier A_{lu} , dont on déduit la section d'acier tendu :

$$A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100 \bar{\sigma}_s} (\text{cm}^2)$$

Avec:

e_A : Distance entre le point d'application de centre de pression « C » et le centre de gravité des armatures tendus

$$e_A = e_u + \left(d - \frac{h_t}{2}\right) \text{ avec } d = 0,9h = 0,09 \text{ m}$$

$$e_A = 0,39 + \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,43 \text{ m}$$

$$M_{uA} = 2,33 \times 0,43 = 1,00 \text{ KN.m/ml}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,15} = 14,16 = 14,20 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l)$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{Au}}{bd^2 f_{bu}} = 0,0087 < 0,393$$

$\mu < 0,186 \Rightarrow$ pas d'acier comprimé

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0109$$

$$\alpha = 0,0109$$

$$\beta = 0,99$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \mathbf{0,32 \text{ cm}^2/ml}$$

La section réelle des armatures tendues est alors (A_u).

$$A_u = A_{ul} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \text{ Avec : } \sigma_{st} = \sigma_{s10}$$

$$A_u = 0,32 - \frac{2,33 \times 10}{348} = 0,25 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_u = \mathbf{0,25 \text{ cm}^2/ml}$$

III.1.4.Calcul à l'ELS :

-la fissuration est préjudiciable

-la section est partiellement comprimée, donc il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6F_{C28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s ; \text{ Avec } \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; (210 \sqrt{\eta f_j}) \right\} = 210,63 \text{ Mpa.}$$

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 210,63} \times 0,09 = 0,047 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0,09 - \frac{0,047}{3} = 0,074 \text{ m}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} b X \bar{\sigma}_{bc} Z = \frac{1}{2} (1 \times 0,047 \times 15 \times 0,074) = 0,026 \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{Ser/A} = 0,6 \times 10^{-3} \text{ MN.m/ml} < M_1 = 0,026 \text{ MN.m/ml}$$

$M_{Ser/A} < M_1 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées (SSAC)

$$A_{serl} = \frac{M_{ser}}{z \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0,6 \times 10}{0,074 \times 210,63} = 0,40 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_{ser} = A_{serl} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = 0,40 - \frac{2,33 \times 10}{210,63}$$

$$A_{ser} = \mathbf{0,28 \text{ cm}^2/ml}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} > \frac{0,23b_0df_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 1,09\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc } A_s > \max(A_U, A_{ser}, A_{min}) = (0,32; 0,28; 1,09)$$

Qui nous donne **4HA6 = 1.13cm²/ml** espacée de **e=25cm**

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = 0,28\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **1HA6 (As = 0,28cm²)**.

Soit : **S_t = 25cm**

	$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{ser}(\text{cm}^2)$	$A_{ser}(\text{cm}^2)$	$A_{adopt}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_r(\text{cm}^2)$	Choix
L'acrotère	0,32	0,28	1,09	1,13	4HA6	0,28	1HA6

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage

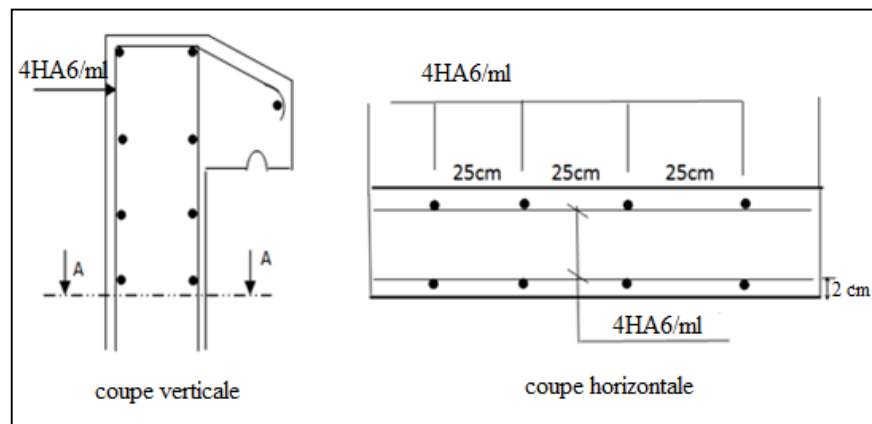


Figure III.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2. Le balcon :

Le balcon est calculé comme une console encastrée aux poutres et soumise à une charge permanente et une charge d'exploitation concentrée à l'extrémité libre dû au poids propre de grande corps. Cette console est ferrillée en flexion simple.

III.2.1. Evaluation des charges :

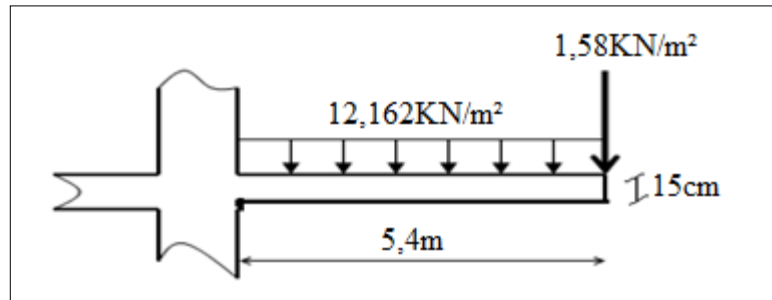


Figure III.3 : Schéma statique de balcon

*Charge permanente du balcon : $G_D = 5,12 \text{ KN/m}^2$

*Surcharges d'exploitation du balcon : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

*Poids propre des murs du balcon : $G_g = 1,58 \text{ KN/m}^2$

*Force concentrée due aux poids des garde corps : $p = 1,58 \times 0,84 = 1,33 \text{ KN}$

III.2.3. Combinaison des charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,162 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 8,62 \text{ KN/ml}$$

-Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + p_u l \Rightarrow M_u = \frac{12,16(1)^2}{2} + 1,35 \times 1,33 \times 1 = 7,88 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} \Rightarrow M_s = \frac{8,62(1)^2}{2} = 4,31 \text{ KN.m/ml}$$

III.2.4. Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait sur section rectangulaire (Fig.III.4) :

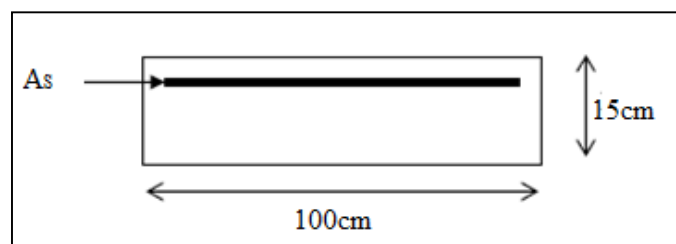


Figure III.4 : Section théorique pour le ferrailage du balcon

*Les dimensions de la section :

$$-h = 15\text{cm.}$$

$$-b = 100\text{cm.}$$

$$-d = 12\text{cm.}$$

$$u_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,88 \times 10^3}{10^3 (12)^2 14,2} = 0,0038$$

$$u_u = 0,0038 < 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_u}) = 0,004$$

$$\Rightarrow \beta_u = 1 - 0,4\alpha_u = 0,99$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{7,88 \times 10^3}{0,99 \times 12 \times 348} = 1,91\text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_s = 5HA10 = 3,92\text{cm}^2/\text{ml}$

Soit : $S_t = 20\text{cm}$

-l'espacement : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots cv$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98\text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_s = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$

Soit : $S_t = 25\text{cm}$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23bdF_{t28}}{F_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 10^2 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,45\text{cm}^2$$

$A_s > A_{min} \dots \dots (cv)$

III.2.5. Vérification à l'ELS :

Le calcul se fait selon les règles de CBA 93 et BAEL91 la fissuration est considérée comme préjudiciable.

➤ **Vérification des contraintes :**

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 - \eta A(d - y) = 0$$

$$\frac{100}{2}y^2 - 15 \times 3,92(12 - y) = 0$$

$$50y^2 + 58,8y - 705,6 = 0$$

$$\Delta = 144577,44 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 380,23$$

$$y = 3,21 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta \cdot A(d - y)^2 = \frac{100}{3}(3,21)^3 + 15(3,92)(12 - 3,21)^2$$

$$I = 5645,66 \text{ cm}^4$$

-Les contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{yM_{ser}}{I} = \frac{4,31 \times 10^3 \times 3,21}{5645,66} = 2,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{4,31 \times 10^3}{5645,66} \right) (12 - 3,21)$$

$$\sigma_s = 100,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

➤ **Les forces de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15F_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$T_u = 1,35(Gl + y) + 1,5Ql = 15,33 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{15,33 \times 10^3}{10^3 \times 120} = 0,125 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,125 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

➤ **Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche est inutile si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées :

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{100} = 0,15 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \dots \dots cv$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{F_e} \Rightarrow \frac{3,92}{100 \times 12} = 0,00326 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots cv$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} (M_0 = M_t) \Rightarrow \frac{15}{100} = 0,15 \geq \frac{0,75M_0}{10M_0} = 0,075 \dots \dots cv$$

III.2.6.Schéma de ferrailage :

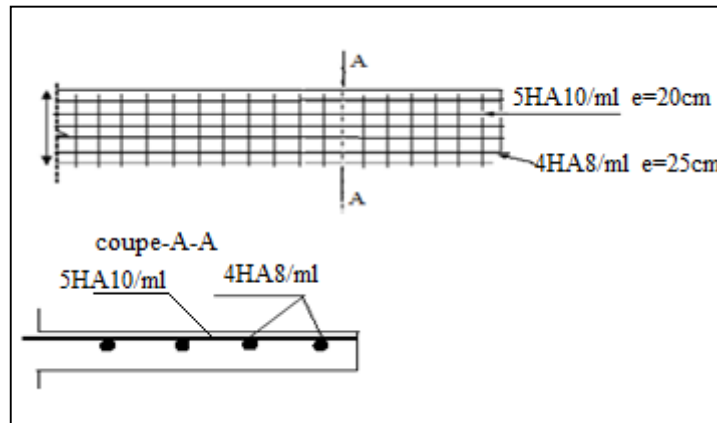


Figure III.5 : Schéma de ferrailage de balcon

III.3.Les escalier:

L'escalier est une suite régulière de plans horizontaux permettant dépasser d'un niveau à un autre d'une construction, on appelle marche la partie horizontale des gradins constituant l'escalier et contre marche la partie verticale de ces gradins.

➤ **Type 01 :**

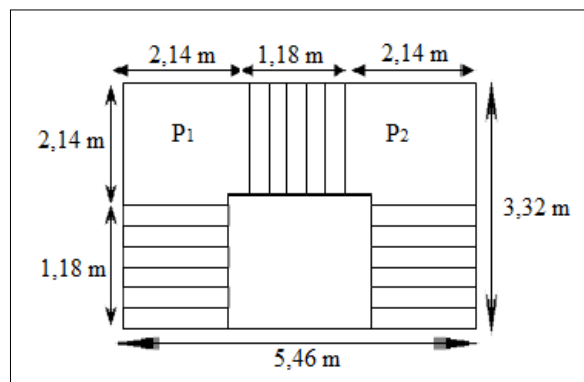


Figure III.6 : Schéma de l'escalier

-Volée 01 :

➤ **Schéma statique :**

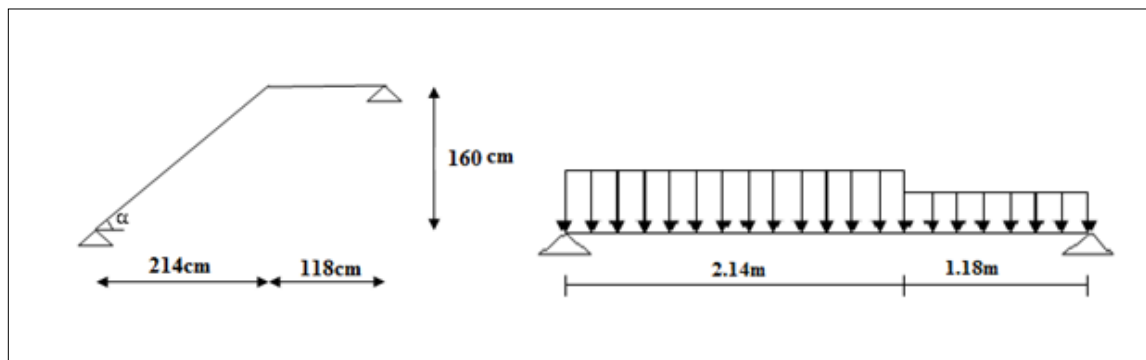


Figure III.7 : Schéma statique de volée 01- type01-

III.3.1.1.calcul des sollicitations:

III.3.1.1.a. Combinaison des charges:

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	$q_u = 1,35G + 1,5Q$	$q_s = G + Q$
Paillasse	6,75	2,50	12,86	9,25
Palier	4,87	2,50	10,32	7,37

Tableau III.3 : Les différentes descentes des charges

➤ La charge équivalente :

$$q_{\text{éq}} = \frac{(q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2)}{(L_1 + L_2)}$$

q_1 : la charge du paillasse

q_2 : la charge du palier

à -L'ELU:

$$q_{\text{éq}_u} = \frac{(12,86 \times 2,14 + 10,32 \times 1,18)}{(2,14 + 1,18)} = 11,96 \text{ KN/ml}$$

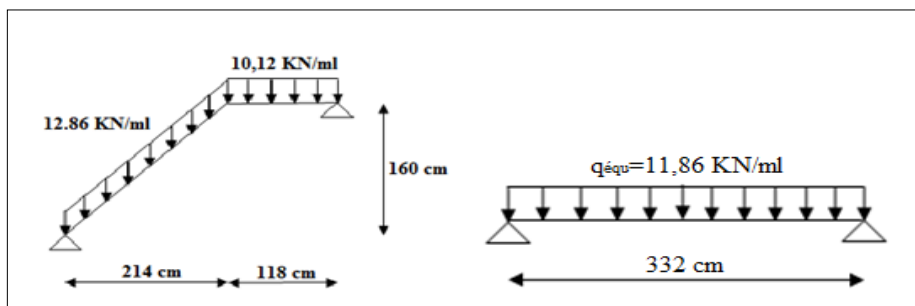


Figure III.8 : Schéma statique des charges équivalentes à ELU- type 01-

à -L'ELS:

$$q_{\text{éq}_{ser}} = \frac{(9,25 \times 2,14 + 7,37 \times 1,18)}{(2,14 + 1,18)} = 8,58 \text{ KN/ml}$$

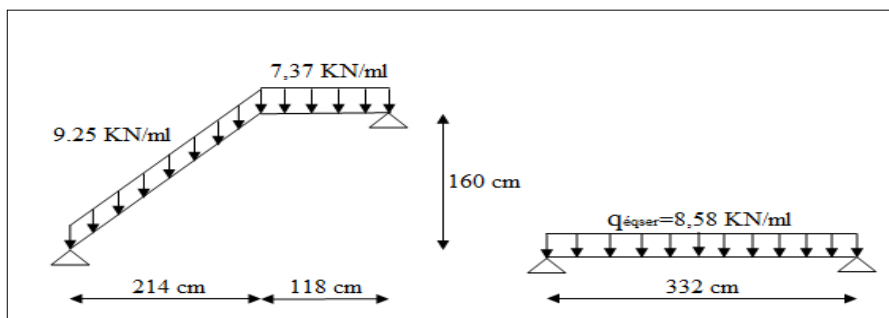


Figure III.9 : Schéma statique des charges équivalentes à ELS- type 01-

➤ **Calcul des Moments :**

Calcul des moments isostatiques : on prend une bande de 1m.

à -L'ELU:

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{11,96 \times 3,32^2}{8} = 16,48 \text{KN.m/ml}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{11,96 \times 3,32}{2} = 19,85 \text{KN/ml}$$

à -L'ELS:

$$M_0 = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{8} = \frac{8,58 \times 3,32^2}{8} = 11,82 \text{KN.m/ml}$$

➤ **Calcul des Moments fléchissant :**

-Sur appuis:

à - L'ELU:

$$M_{a_u} = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 16,48 = 4,94 \text{KN.m/ml}$$

à -L'ELS:

$$M_{a_{ser}} = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 11,82 = 3,55 \text{KN.m/ml}$$

-En travée:

à -L'ELU:

$$M_{t_u} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 16,48 = 14,01 \text{KN.m/ml}$$

à -L'ELS:

$$M_{t_{ser}} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 11,82 = 10,05 \text{KN.m/ml}$$

	$M_0(\text{KNm})$	$M_t(\text{KNm})$	$M_a(\text{KNm})$	$V_u(\text{KNm})$
E.L.U	16,48	14,01	4,94	19,85
E.L.S	11,82	10,05	3,55	/

Tableau III.4 : Calcul des sollicitations

III.3.1.1.b. Calcul du ferrailage : Le calcul se fait à la flexion simple.

à -l'ELU :

$$f_e = 400 \text{MPa} , \sigma_s = 348 \text{MPa} , \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{MPa}$$

$$\mu_l = 0,392 , \mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0 ; \text{avec: } \mu = \frac{M^u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) , \alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu})/0,8$$

$$b = 1m \quad , \quad d = 1,35m$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

➤ **Condition de non fragilité :** (art A.4.2, 1. BAEL91)

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_{min} = (0,23 bd f_{t28})/f_e \quad , \quad f_{t28} = 2,1Mpa$$

➤ **Vérification de l'espacement des barres :**

$$S_t = \min(0,9d, 40cm)$$

$$S_t = \min(0,9 \times 12,40cm) = 10,8 \text{ cm}$$

➤ **Armatures de répartition:**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4}$$

	M_u (KNm)	μ	α	β	A_{calcul} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix (ml)	A_r (cm ²)	choix	S_t (cm)
Travée	14,10	0,069	0,08	0,96	3,49	1,63	3,93	5HA10	0,98	4HA8	25
Appuis	4,94	0,024	0,024	0,98	1,21	1,63	1,51	5HA10	0,98	4HA8	25

Tableau III.5 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage

III.3.1.1.c. Vérification à 'ELS :

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\frac{1}{2}bY^2 + \eta A'_s(Y - c') - \eta A_s(d - Y) = 0$$

-Position de l'axe neutre :

$$A'_s = 0, A_s = 3,93 \frac{cm^2}{ml} \quad ; \quad \eta = 15$$

$$\frac{1}{2}bY^2 - \eta A_s(d - Y) = 0$$

$$50Y^2 + 58,95Y - 707,4 = 0$$

$$\Delta = 144955,10 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 380,72$$

$$Y = 3,22cm$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}bY^3 + 15A_s(d - Y)^2$$

$$I = 5657,24 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 10,05 \text{ KN.m/ml}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I} = 5,72 \text{ MPa}$$

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

$$5,72 < 15 \dots \dots cv$$

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

- **La contrainte tangentielle:** (art A.5.1, 1. BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{19,85 \times 10^3}{10^3 \times 1200} = 0,0165 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations préjudiciable, donc:

(BAEL91 artA.5.1, 211)

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \right) \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0165 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

III.3.1.1.d. Schéma de ferrailage :

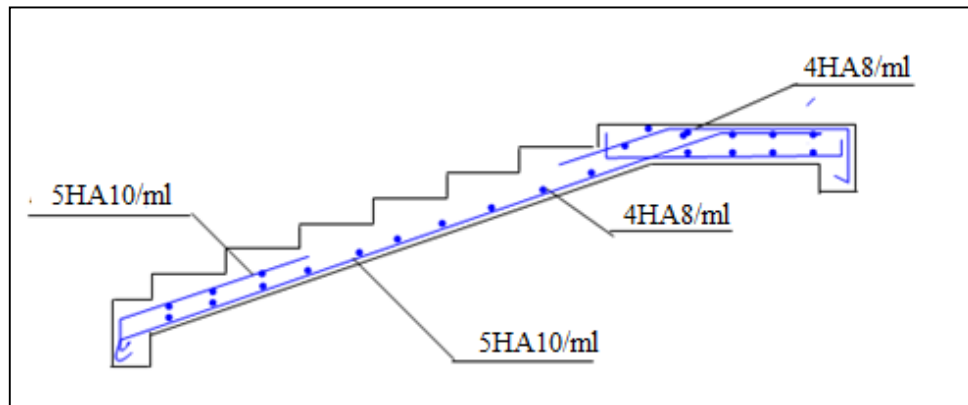


Figure. III.10 : schéma de ferrailage d'escalier RDC type 01 du volée 01

III.3.1.2. Poutre palière :

➤ **Type1**

III.3.1.2.1. Evaluations des charges:

La poutre de palier est placée noyée à l'extrémité du palier son rôle consiste à prendre

$$* \text{ poids propre : } G_{pp} = 0,40 \times 0,30 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$$

$$* \text{ charge ramenée par paillasse (volée) : } G_v = 6,75 \text{ kn/ml}$$

*charge ramenée Garde corps: $G_g = 0,6 \text{ KN/ml}$

$$-G_T = 10,35 \text{ KN/ml}$$

$$-Q_T = 2,5 \times 4,7 = 11,75 \text{ KN/ml}$$

III.3.1.2.2. Pondérations des charges:

à-ELU:

$$Q_u = 1,35G_T + 1,5Q_T = 31,60 \text{ KN/ml}$$

à-ELS:

$$Q_s = G_T + Q_T = 22,1 \text{ KN/ml}$$

➤ **calcul des moments:** moment statique maximal

à -ELU:

$$M_{u0} = \frac{Q_u L^2}{8} = \frac{31,60 \times 4,7^2}{8} = 87,26 \text{ KN.m/ml}$$

à-ELS :

$$M_{s0} = \frac{Q_s L^2}{8} = \frac{22,1 \times 4,7^2}{8} = 61,02 \text{ KN.m/ml}$$

➤ **Répartitions des moments:**

-Moment en travée:

$$M_t = 0,85M_0$$

$$\text{à -ELU : } M_t = 74,17 \text{ KN.m/ml}$$

$$\text{à -ELS : } M_t = 51,87 \text{ KN.m/ml}$$

-Moment sur appui :

$$M_a = 0,3M_0$$

$$\text{à -ELU : } M_a = 26,18 \text{ KN.m/ml}$$

$$\text{à -ELS : } M_a = 18,31 \text{ KN.m/ml}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants:**

$$V_A = -V_B = \frac{qL}{2} = 148,52 \text{ KN/ml}$$

III.3.1.2.3. Ferrailage de la poutre palière:

➤ **En travée :**

$$u_u = \frac{M_u}{bd^2 F_{bc}} = \frac{74,17 \times 10^{-5}}{0,3(0,36)^2 14,2} = 0,0013$$

$$u_u = \frac{M_{t,u}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{74,17 \times 10^{-5}}{0,30 \times (0,36)^2 \times 14,2} = 0,0013 \leq \mu_{lim} = 0,395$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_u}) = 0,001$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 36\text{cm}$$

$$\mathbf{Z = 36cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{t,u}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{74,17 \times 10^3}{360 \times 348} = 5,92\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte: } \mathbf{3HA16cm^2/ml} \Rightarrow \mathbf{A_{adoption} = 6,03cm^2/ml}$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 300 \times 360 \times 2,1}{400} = 130,41\text{mm}^2 = 1,30\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc: } A_{st} = 6,03 \geq A_{min} = 1,30 \dots \dots cv$$

➤ **Sur appui :**

$$u_u = \frac{M_{a,u}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{26,18 \times 10^{-5}}{0,30 \times (0,36)^2 \times 14,2} = 0,0004 \leq \mu_{lim} = 0,395$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_u}) = 0,0005$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 36\text{cm}$$

$$\mathbf{Z = 36cm}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{t,u}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{26,18 \times 10^3}{360 \times 348} = 2,08\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte: } \mathbf{3HA12cm^2/ml} \Rightarrow \mathbf{A_{adoption} = 3,39cm^2/ml}$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 300 \times 360 \times 2,1}{400} = 1,30\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc: } A_{st} = 3,39 \geq A_{min} = 1,30 \dots \dots cv$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

-En travée :

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - (A' \cdot C + A \cdot d) = 0 \text{ et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15 \cdot A \cdot y_{ser} - 15(d - y) = 0$$

$$15y_{ser}^2 + 15 \times 6,03y_{ser} - 15(36 - y_{ser}) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 401,93$$

$$y_{ser} = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-90,45 + 401,93}{2 \times 15} = 10,38cm$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + \eta \cdot A (d - y_{ser})^2 = \frac{30}{3} (10,38)^3 + 15 (6,03)(36 - 10,38)^2$$

$$I = 70455,38cm^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

-Contraintes maximale de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_{ser} \cdot M_{ser}}{I} = \frac{10,38 \times 51,87 \times 10^3}{70455,38} = 7,64MPa$$

$$\sigma_{bc} = 7,64MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots cv$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \left(\frac{51,87 \times 10^3}{70455,38} \right) (36 - 10,38)$$

$$\sigma_s = 163,67 < \bar{\sigma}_s = 201,6MPa \dots \dots cv$$

-Sur appuis :

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15 \cdot A \cdot y_{ser} - 15(d - y) = 0$$

$$15y_{ser}^2 + 15 \times 3,39y_{ser} - 15(36 - y_{ser}) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 116,48$$

$$y_{ser} = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-90,45 + 116,48}{2 \times 15} = 2,18cm$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + \eta \cdot A (d - y_{ser})^2 = \frac{30}{3} (2,18)^3 + 15 (3,39)(36 - 2,18)^2 = 58265,44cm^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y_{ser} \cdot M_{ser}}{I} = \frac{2,18 \times 18,31}{58265,44} = 2,68MPa$$

➤ **Contraintes maximale de traction des aciers:**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e, \max(0,5f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right] = 201,66MPa$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \left(\frac{18,31 \times 10^3}{58265,44} \right) (36 - 2,18) = 112,28MPa$$

➤ **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

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

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{470} = 0,085 \geq 0,062 \dots \dots cv$$

$$* \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$$

$$\frac{6,03}{30 \times 36} \leq \frac{4,2 \times 30 \times 36}{400}$$

$$0,005 \leq 11,34 \dots \dots cv$$

$$* \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{40}{470} = 0,085 \geq \frac{51,87}{10 \times 61,02} = 0,085 \dots \dots cv$$

On résulte que les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.1.2.4. Calcul de la poutre palière à la torsion :

$$* \tau_t = \frac{M_{t,max}}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$\text{avec: } e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5cm$$

$$\Omega = (30 - 5)(40 - 5) = 875cm^2$$

$$\text{—Le couple de torsion est: } C = V_u \times 0,1 = 148,55 \times 0,1 = 14,85KN$$

$$\text{—Le moment de torsion est: } M_t = C \frac{L}{2} \Rightarrow M_t = 14,85 \frac{4,7}{2} = 34,89KN \cdot m$$

$$\tau_t = \frac{34,89}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 0,30} = 664,57KN/m^2 = 0,664MPa$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{13,54 \times 4,7}{2} = 31,81KN/ml$$

$$\tau_u = \frac{31,81 \times 10^3}{400 \times 360} = 0,22MPa$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 \leq \bar{\tau}_u^2$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 = (0,22)^2 + (0,66)^2 = 0,48MPa$$

$$0,48MPa \leq 6,25MPa \dots \dots cv$$

➤ **Armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{U \times M_t}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} = \frac{U \times \tau_t}{\sigma_s}$$

$$\text{Périmètre: } U = 2[(b - e) + (h - e)] = 120 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{120 \times 34,89 \times 10^5}{2 \times 875 \times 348} = 6,87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte: } \mathbf{4HA16 \text{ cm}^2/\text{ml}} \Rightarrow \mathbf{A_{adoption} = 8,03 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$\text{Tenant compte des aciers de flexion: } A_T = A_t + A_s$$

$$A_l = 8,03 + 6,03 = 14,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} = \frac{34,89 \times 10^3}{2 \times 875 \times 348} = 0,057$$

Tenant compte des aciers de l'effort tranchant :

$$\frac{A_t}{S_t} = \left[\frac{A_t}{S_t} \right]_v + \left[\frac{A_t}{S_t} \right]_t = \left[\frac{6,03}{15} \right] + [0,057] = 0,459$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : Le diamètre d'armature.

On adopte un espacement de **15cm**

Donc : on prend **4 HA 6** avec : $A_t = 1,13 \text{ cm}^2$

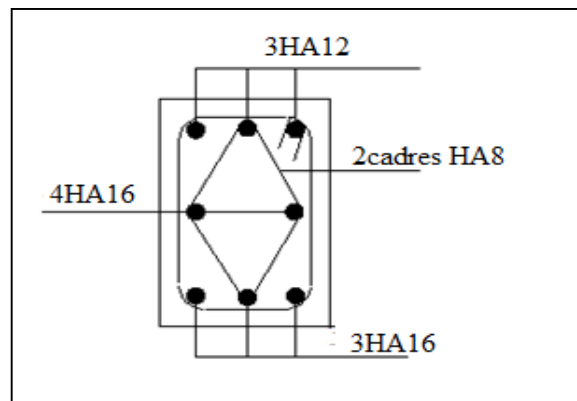


Figure III.9 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

➤ **Volée 02 :**

III.3.1.3.a. calcul des sollicitations:

-Poids propre :

$$G = 0,15 \times 1,28 \times 25 + \frac{3(0,3 \times 0,17)}{2} \times 1,28 \times 25 = 7,25 \text{ KN/ml}$$

-Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2,5 \text{ KN/ml}$$

➤ **Combinaison des charges :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,54 \text{KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 9,75 \text{KN/ml}$$

➤ **Calcul des moments :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} \Rightarrow M_u = \frac{13,54 \times 1^2}{8} = 1,69 \text{KN.m/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} \Rightarrow M_s = \frac{9,75 \times 1^2}{8} = 1,22 \text{KN.m/ml}$$

III.3.1.3.b. Calcul du ferrailage à l'ELU :

$$u_u = \frac{M_u}{bd^2 F_{bc}} = \frac{1,69 \times 10^3}{10^3 (12)^2 14,2} = 0,00082$$

$$u_u = < 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_u}) = 0,0010$$

$$\Rightarrow \beta_u = 1 - 0,4\alpha_u = 0,99$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{1,69 \times 10^3}{0,99 \times 12 \times 348} = 0,41 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_s = 4HA10 = 3,14 \text{cm}^2/\text{ml}$

Soite: $s_t = 25 \text{cm}$

-l'espacement :

$$s_t = 25 \text{cm} \leq \min(3h, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_s = 4HA8 = 2 \text{cm}^2/\text{ml}$

Soit: $s_t = 25 \text{cm}$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = \frac{0,23bdF_{t28}}{F_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 10^2 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{cm}^2/\text{ml}$$

III.3.1.3.c. Vérification à l'ELS :

Le calcul se fait selon les règles de *CBA 93* et *BAEL91* la fissuration est considérée comme préjudiciable.

➤ Vérification des contraintes :

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 - \eta A(d - y) = 0$$

$$\frac{100}{2}y^2 - 15 \times 3,14(12 - y) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 565,2 = 0$$

$$\Delta = 115258,41 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 339,49 \text{ danc: } y = 2,92\text{cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta \cdot A (d - y)^2 = \frac{100}{3}2,92^3 + 15 (3,14)(12 - 2,92)^2$$

$$I = 4713,12\text{cm}^4$$

-Les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{yM_{ser}}{I} = \frac{2,92 \times 1,22 \times 10^3}{4713,12} = 0,75\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,75\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots cv$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \left(\frac{1,22 \times 10^3}{4713,12} \right) (12 - 2,92)$$

$$\sigma_s = 94,90 < \bar{\sigma}_s = 201,6\text{MPa} \dots \dots cv$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,15F_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b d}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{13,54 \times 5,46}{2} = 36,96\text{KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{36,96 \times 10^3}{10^3 \times 120}$$

$$\tau_u = 0,31\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa} \dots \dots cv$$

III.3.1.3.d. Schéma de ferrailage :

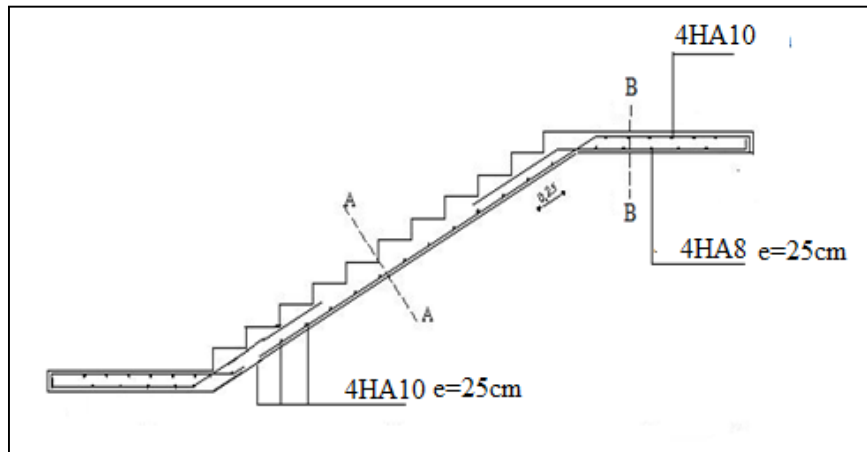


Figure. III.12: schéma de ferrailage d'escalier type 01 du volée 02

➤ Type 02:

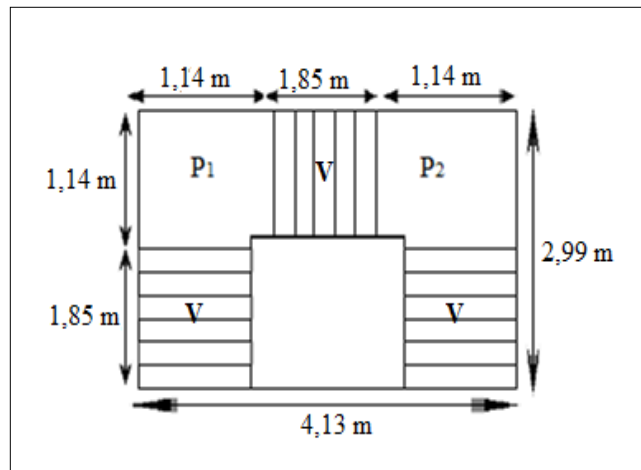


Figure III.13 : vue en plan et coupes d'escalier type 02

-Volée 01 :

➤ Schéma statique :

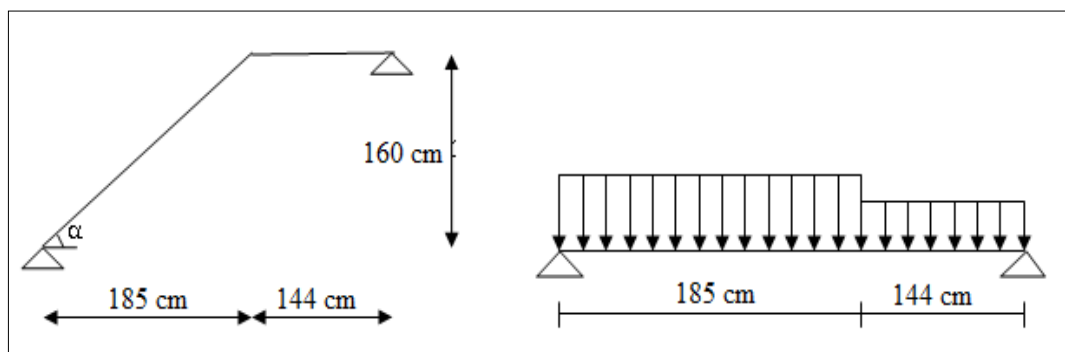


Figure III.14 : Schéma statique de volée 01 type 02

III.3.2.1.calcul des sollicitations:

III.3.2.1.a. Combinaison des charges:

	$G(KN/ml)$	$Q(KN)$	$q_u = 1,35G + 1,5Q$	$q_{ser} = G + Q$
Paillasse	6,75	2,50	12,86	9,25
Palier	4,87	2,50	10,32	7,37

Tableau III.7 : Les différentes descentes des charges

➤ La charge équivalente :

$$q_{\acute{e}q} = \frac{(q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2)}{(L_1 + L_2)}$$

q_1 : la charge du paillasse

q_2 : la charge du palier

à -L'ELU:

$$q_{\acute{e}q_u} = \frac{(12,86 \times 1,85 + 10,32 \times 1,44)}{(1,85 + 1,44)}$$

$$q_{\acute{e}q_u} = 11,75 \text{ KN/ml}$$

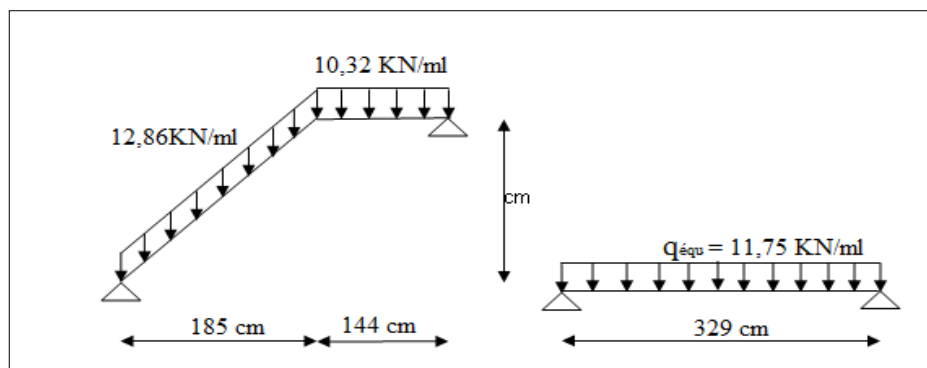


Figure III.15 : Schéma statique des charges équivalentes à ELU de type 02

à -L'ELS:

$$q_{\acute{e}q_{ser}} = \frac{(9,25 \times 1,85 + 7,37 \times 1,44)}{(1,85 + 1,44)} = 8,43 \text{ KN/ml}$$

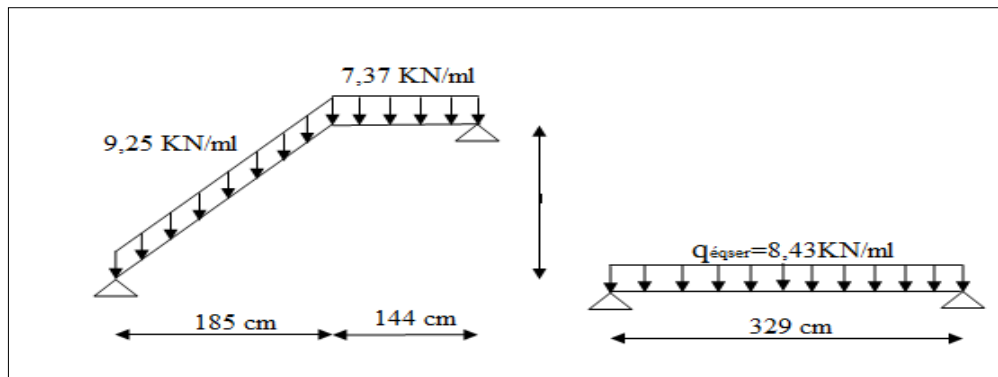


Figure III.16 : Schéma statique des charges équivalentes à ELS de type 02

➤ **Calcul des Moments :**

Calcul des moments isostatiques : on prend une bande de 1m.

à -L'ELU:

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{11,75 \times 3,29^2}{8} = 15,89 \text{ KN.m/ml}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{11,75 \times 3,29}{2} = 19,33 \text{ KN/ml}$$

à -L'ELS:

$$M_0 = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{8} = \frac{8,43 \times 3,29^2}{8} = 11,40 \text{ KN.m/ml}$$

Calcul des Moments fléchissant :

-Sur appuis :

à -L'ELU:

$$M_{a_u} = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 15,89 = 4,76 \text{ kn.m/ml}$$

à -L'ELS:

$$M_{a_{ser}} = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 11,40 = 3,42 \text{ kn.m/ml}$$

-En travée:

à -L'ELU:

$$M_{t_u} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 15,89 = 13,50 \text{ kn.m/ml}$$

à -L'ELS:

$$M_{t_{ser}} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 11,40 = 9,69 \text{ kn.m/ml}$$

	$M_0(KNm)$	$M_t(KNm)$	$M_a(KNm)$	$V_u(KNm)$
<i>E.L.U</i>	15,89	13,50	4,76	19,33
<i>E.L.S</i>	11,40	9,69	3,42	/

Tableau III.8 : Calcul des sollicitations

III.3.2.1.b. Calcul du ferrailage : Le calcul se fait à la flexion simple.

à- l'ELU :

$$f_e = 400MPa , \sigma_s = 348MPa , \bar{\sigma}_b = 14,2MPa$$

$$\mu_l = 0,392 , \mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0 ; \text{avec: } \mu = \frac{M^u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) , \alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu})/0,8$$

$$b = 1m , d = 1,2m$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_{min} = (0,23 bd f_{t28})/f_e , f_{t28} = 2,1Mpa$$

➤ **Vérification de l'espacement des barres :**

$$S_t = \min(0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t = \min(0,9 \times 12; 40 \text{ cm}) = 10,8cm$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4}$$

	M_u (KNm)	μ	α	β	A_{Calcul} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix (ml)	A_r (cm ²)	choix	S_t (cm)
<i>Travée</i>	15,89	0,077	0,10	0,96	3,96	1,45	4,52	4HA12	1,13	4HA6	25
<i>Appuis</i>	11,40	0,055	0,070	0,97	2,81	1,45	3,14	4HA10	0,78	4HA5	25

Tableau III.9 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage

III.3.2.1.c. Vérification à 'ELS :**➤ Vérification des contraintes :**

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}bY^2 + \eta A'_s(Y - c') - \eta A_s(d - Y) = 0$$

$$A'_s = 0, A_s = 4,52 \frac{cm^2}{ml} ; \quad \eta = 15$$

$$\frac{1}{2}bY^2 - \eta A_s(d - Y) = 0$$

$$50bY^2 - 15 \times 4,52(12 - Y) = 0$$

$$\Delta = 167316,84 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 409,04$$

$$y = 3,41cm$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}bY^3 + 15A_s(d - Y)^2$$

$$I = 5095,98cm^4$$

$$M_{ser} = 9,69 KN.m/ml$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}Y}{I} = 6,48 MPa$$

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

$$6,48 < 15 \dots \dots cv$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte tangentielle : (art A.5.1, 1. BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{19,85 \times 10^3}{10^3 \times 1200} = 0,0165MPa$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations préjudiciable, donc : (art A.5.1, 211, BAEL91)

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) MPa$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4\right) MPa$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5MPa$$

$$\tau_u = 0,0165 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \dots \dots cv$$

III.3.2.2.Poutre palière :**➤ Type2****III.3.2.2.1.Evaluations des charges:**

La poutre de palier est placée noyée à l'extrémité du palier son rôle consiste à prendre

$$\text{*poids propre : } G_{pp} = 0,40 \times 0,30 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$$

$$\text{*charge ramenée par paillasse (volée) : } G_v = 6,75 \text{ kn/ml}$$

$$\text{*charge ramenée Garde corps: } G_g = 0,6 \text{ KN /ml}$$

$$\text{*charge de mur extérieur : } G_m = 2,76/2 = 1,38 \text{KN/ml}$$

$$-G_T = 11,73 \text{KN/ml}$$

$$-Q_T = 2,5 \times 4,5 = 11,25 \text{KN/ml}$$

➤ Pondérations des charges:

-à -ELU:

$$Q_u = 1,35G_T + 1,5Q_T = 32,71 \text{KN/ml}$$

-à -ELS:

$$Q_s = G_T + Q_T = 22,98 \text{KN/ml}$$

-calcul des moments: moment statique maximal

-à -ELU:

$$M_{u0} = \frac{Q_u L^2}{8} = \frac{32,71 \times 4,50^2}{8} = 82,80 \text{KN.m/ml}$$

-à -ELS :

$$M_{s0} = \frac{Q_s L^2}{8} = \frac{22,98 \times 4,50^2}{8} = 58,17 \text{KN.m/ml}$$

-Répartitions des moments:

-Moment en travée:

$$M_t = 0,85M_0$$

à -ELU :

$$M_{tu} = 70,38 \text{KN.m/ml}$$

à -ELS :

$$M_{tser} = 49,44 \text{KN.m/ml}$$

-Moment sur appui :

$$M_a = 0,3M_0$$

à -ELU

$$M_{au} = 24,84KN.m/ml$$

à -ELS

$$M_{aser} = 17,45KN.m/ml$$

➤ **Calcul des efforts tranchants:**

$$V_A = -V_B = \frac{qL}{2} = 73,60KN/ml$$

III.3.2.2.3.Ferraillage de la poutre palière:

➤ **En travée :**

$$u_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{70,38 \times 10^{-5}}{0,3(0,36)^2 14,2} = 0,00127$$

$$u_u = 0,00127 < 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_u}) = 0,001$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 36cm$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{70,38 \times 10^3}{360 \times 348} = 5,6cm^2/ml$$

$$\text{On adopte: } A_s = \mathbf{3HA16/ml} = \mathbf{6,02cm^2/ml}$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{au} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = (0,23 bd f_{t28})/f_e \quad , \quad f_{t28} = 2,1Mpa$$

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

$$6,02 > 1,30 \dots \dots cv$$

➤ **Sur appui :**

$$u_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{24,84 \times 10^{-5}}{0,3(0,36)^2 14,2} = 0,00044$$

$$u_u = 0,00044 < 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_u}) = 0,0005$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 36cm$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{24,84 \times 10^3}{360 \times 348} = 1,98cm^2/ml$$

$$\text{On adopte: } A_s = \mathbf{3HA12/ml} = \mathbf{3,39cm^2/ml}$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{au} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = (0,23 bd f_{t28})/f_e \quad , \quad f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

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

$$3,39 > 1,30 \dots \dots cv$$

III.3.2.2.4. Vérification à l'ELS :

a) En travée :

➤ **Vérification des contraintes :**

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 - \eta A(d - y) = 0$$

$$\frac{30}{2}y^2 - 15 \times 6,02(36 - y) = 0$$

$$15y^2 + 90,45y - 2556,2 = 0$$

$$\Delta = 161553,20 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 401,93 \quad \text{danc: } y = 10,38 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta \cdot A(d - y)^2 = \frac{30}{3}10,38^3 + 15(6,02)(36 - 10,38)^2$$

$$I = 70455,38 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

-Contrainte maximale de compression de béton :

$$I = 70455,38 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 49,44 \text{ KN.m/ml}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}Y}{I} = 7,28 \text{ MPa}$$

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

$$7,28 < 15 \dots \dots cv$$

-Contrainte maximale de traction des aciers:

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I}(d - y) = 15 \left(\frac{49,44 \times 10^3}{70455,38} \right) (36 - 10,38)$$

$$\sigma_s = 183,03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

-sur appui :**➤ Vérification des contraintes :**

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 - \eta A(d - y) = 0$$

$$\frac{30}{2}y^2 - 15 \times 3,39(36 - y) = 0$$

$$15y^2 + 50,85y - 183,06 = 0$$

$$\Delta = 13569,32 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 116,48 \text{ donc: } y = 2,18 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta \cdot A (d - y)^2 = \frac{30}{3}2,18^3 + 15 (3,39)(36 - 2,18)^2$$

$$I = 58265,44 \text{ cm}^4$$

➤ Vérification des contraintes :**-Contraintes maximale de compression de béton :**

$$I = 58265,44 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 17,45 \text{ KN.m/ml}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I} = 0,65 \text{ MPa}$$

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

$$0,65 < 15 \dots \dots cv$$

-Contraintes maximale de traction des aciers:

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \left(\frac{17,45 \times 10^3}{85265,44} \right) (36 - 2,18)$$

$$\sigma_s = 103,82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

➤ Vérification de la flèche :

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{450} = 0,088 > 0,062 \dots \dots cv;$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2bd}{f_e} \Rightarrow 0,005 < 11,34 \dots \dots cv;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{40}{450} = 0,088 > 0,084 \dots \dots cv.$$

On résulte que les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Calcul de la poutre palière à la torsion :**

$$* \tau_t = \frac{M_{t,max}}{2. \Omega. b_0}$$

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$\text{avec: } e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5cm$$

$$\Omega = (30 - 5)(40 - 5) = 875cm^2$$

$$\text{–Le couple de torsion est: } C = V_u \times 0,1 = 73,60 \times 0,1 = 7,36KN$$

$$\text{–Le moment de torsion est: } M_t = C \frac{L}{2} \Rightarrow M_t = 7,36 \frac{4,5}{2} = 16,56KN.m$$

$$\tau_t = \frac{16,56}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 0,30^2} = 0,315MPa$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right\} = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{73,60 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} \Rightarrow \tau_u = 0,68MPa$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 = (0,68)^2 + (0,315)^2 = 0,56MPa < \bar{\tau}_u^2 = (2,5)^2 = 6,25$$

-Armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{U \times M_t}{2. \Omega. \sigma_s} = \frac{U \times \tau_t}{\sigma_s}$$

$$\text{Périmètre: } U = 2[(b - e) + (h - e)] = 120cm$$

$$A_l = \frac{120 \times 16,56 \times 10^5}{2 \times 875 \times 348} = 3,26cm^2/ml$$

$$\text{On adopte: } \mathbf{4HA12cm^2/ml} \Rightarrow A_{\text{adoption}} = \mathbf{4,52cm^2/ml}$$

$$\text{Tenant compte des aciers de flexion: } A_T = A_t + A_s$$

- Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2. \Omega. \sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{16,56 \times 10^3}{2 \times 875 \times 348} = 0,027$$

Tenant compte des aciers de l'effort tranchant :

$$\frac{A_t}{S_t} = \left[\frac{A_t}{S_t} \right]_V + \left[\frac{A_t}{S_t} \right]_T \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \left[\frac{4,52}{20} \right] + [0,027] = 0,253cm^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : Le diamètre d'armature.

On adopte un espacement de **20cm**

Donc : on prend **4 HA 8** avec : $A_t = 1,13 \text{ cm}^2$

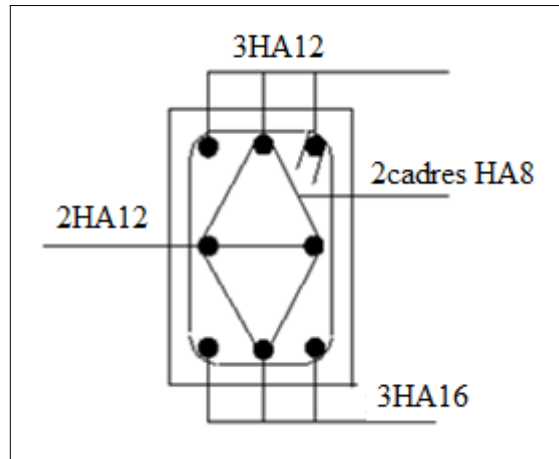


Figure III.17 : Schéma de ferrailage de poutre palière type 2-2

➤ **Volée 2 :**

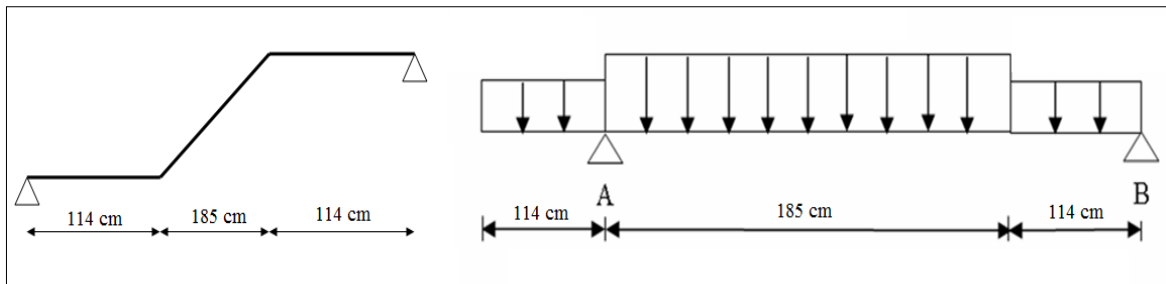


Figure III.18 : Schéma statique de volée 02 type 01

III.3.2.3.a. calcul des sollicitations:

➤ **Combinaison des charges:**

	$G(KN)$	$Q(KN)$	$q_u = 1,35G + 1,5Q$	$q_{ser} = G + Q$
Paillasse	6,75	2.50	12,86	9,25
Palier	4,87	2,50	10,32	7,37

Tableau III.11 : Les différentes descentes des charges

➤ **La charge équivalente :**

$$q_{eq} = \frac{(q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2 + q_3 \cdot L_3)}{(L_1 + L_2 + L_3)}$$

q_2 : la charge du paillasse

q_1, q_3 : la charge du palier

à - L'ELU:

$$q_{\text{équ}} = \frac{(10,32 \times 1,44 + 12,86 \times 1,85 + 10,32 \times 1,44)}{(1,44 + 1,85 + 1,44)}$$

$$q_{\text{équ}} = 11,31 \text{ kn/ml}$$

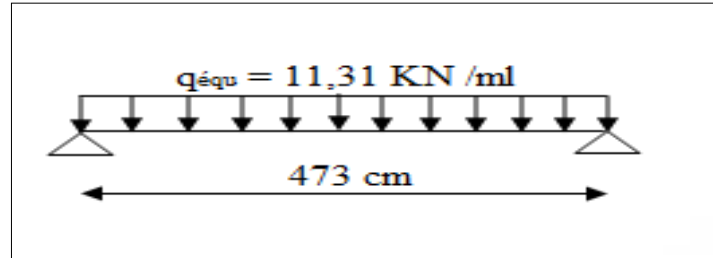


Figure III.19. Schéma statique des charges équivalentes à ELU de type 02

à -L'ELS:

$$q_{\text{éqser}} = \frac{(7,37 \times 1,44 + 9,25 \times 1,85 + 7,37 \times 1,44)}{(1,44 + 1,85 + 1,44)}$$

$$q_{\text{éqser}} = 8,11 \text{ kn/ml}$$

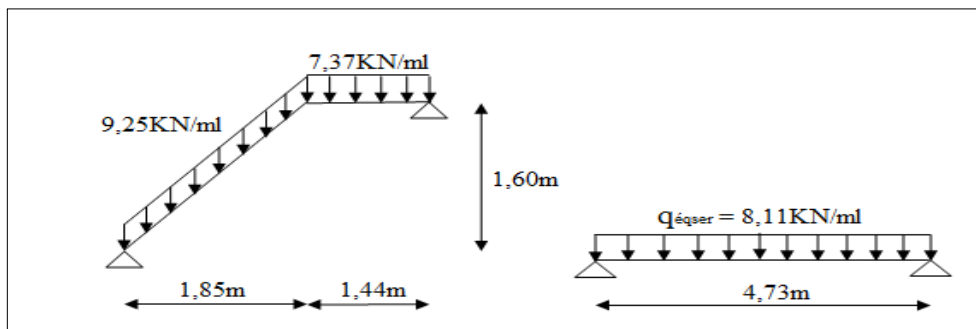


Figure III.20 : Schéma statique des charges équivalentes à ELS de type 02

➤ Calcul des Moments :

Calcul des moments isostatiques : on prend une bande de 1m.

à- L'ELU:

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{11,31 \times 4,73^2}{8} = 31,63 \text{ KN.m/ml}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{11,31 \times 4,73}{2} = 26,75 \text{ KN}$$

à -L'ELS :

$$M_0 = \frac{q_{\text{ser}} \cdot L^2}{8} = \frac{8,11 \times 4,73^2}{8} = 22,68 \text{ KN.m/ml}$$

➤ **Calcul des Moments fléchissant :**

-Sur appuis :

à -L'ELU:

$$M_{a_u} = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 31,63 = 9,49 \text{KN.m/ml}$$

à -L'ELS:

$$M_{a_{ser}} = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 22,68 = 6,80 \text{KN.m/ml}$$

-En travée:

à -L'ELU:

$$M_{t_u} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 31,63 = 26,89 \text{KN.m/ml}$$

à -L'ELS:

$$M_{t_{ser}} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 22,68 = 19,28 \text{kn.m/ml}$$

	$M_0(\text{KNm})$	$M_t(\text{KNm})$	$M_a(\text{KNm})$	$V_u(\text{KNm})$
E.L.U	31,63	26,89	9,49	26,75
E.L.S	22,68	19,28	6,80	/

Tableau III.12 : Calcul des sollicitations

➤ **Calcul du ferrailage :** Le calcul se fait à la flexion simple.

à -l'ELU :

$$f_e = 400 \text{MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \text{MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{MPa}$$

$$\mu_l = 0,392 \quad , \quad \mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0 ; \text{ avec: } \mu = \frac{M^u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \quad , \quad \alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu})/0,8$$

$$b = 1 \text{m} \quad , \quad d = 1,35 \text{m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_{min} = (0,23 b d f_{t28})/f_e \quad , \quad f_{t28} = 2,1 \text{Mpa}$$

➤ **Vérification de l'espacement des barres :**

$$S_t = \min(0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t = \min(0,9 \times 12; 40 \text{ cm}) = 10,8 \text{cm}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4}$$

	M_u (KNm)	μ	α	β	A_{calcul} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix (ml)	A_r (cm ²)	choix	S_t (cm)
Travée	26,89	0,131	0,176	0,93	6,92	1,45	7,70	5HA14	1,93	4HA8	20
Appuis	9,49	0,046	0,059	0,98	2,32	1,45	2,36	3HA10	0,59	3HA8	33,33

Tableau III.12 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrillage

III.3.2.3.b. Vérification à 'ELS :

➤ **Vérification des contraintes :**

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}bY^2 + \eta A'_s(Y - c') - \eta A_s(d - Y) = 0$$

$$A'_s = 0, A_s = 7,70 \frac{cm^2}{ml} ; \quad \eta = 15$$

$$\frac{1}{2}bY^2 - \eta A_s(d - Y) = 0$$

$$50bY^2 + 115,5Y - 1386 = 0$$

$$\Delta = 290540,25$$

$$\sqrt{\Delta} = 539,02$$

$$Y = 4,24cm$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}bY^3 + 15A_s(d - Y)^2$$

$$I = 9495,97cm^4$$

$$M_{ser} = 19,28 KN.m/ml$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}Y}{I} = 8,61 MPa$$

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

$$8,61 < 15 \dots \dots cv$$

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

-La contrainte tangente : (art A.5.1, 1. BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{26,75 \times 10^3}{10^3 \times 1200} = 0,022MPa$$

-Les armatures d'âme sont droites et les fissurations préjudiciable, donc :(artA.5.1, 211. BAEL91)

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}, 4\right) MPa$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}, 4\right) MPa$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 MPa$$

$$\tau_u = 0,022 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \dots \dots cv$$

III.3.2.3.c. Schéma de ferrailage :

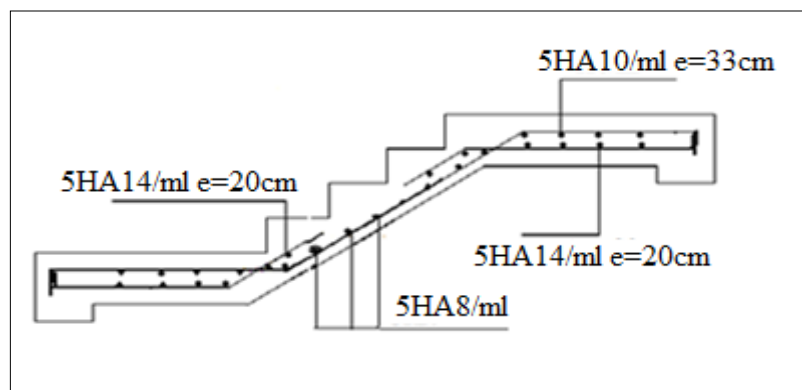


Figure. III.21. schéma de ferrailage d'escalier type 02 du volée 02

III.4. Les planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux séparent les différents étages d'un bâtiment, généralement sont réalisés par :

- ❖ Dalles pleines ;
- ❖ Corps – creux.

Deux fonctions principales sont :

***Fonction résistance:** les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.

***Fonction d'isolation:** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

III.4.1. Méthode de calcul :

On utilisé généralement dans les calculs de béton armé la méthode simplifiée (méthode à charges d'exploitation modérée) ou méthode de RDM par exemple (méthode de trois moment – Caquot) dans notre cas nous avons utilisé pour des calculs des poutrelles la méthode à charge d'exploitation modérée (forfaitaire).

III.4.1.1.Méthode forfaitaire :

Les conditions d'application des méthodes forfaitaire :

- $Q < (2G; 5KN/m^2) \Rightarrow 1KN/m^2 < (2 \times 6,93); (5KN/m^2) \dots \dots cv$
- Le moment d'inertie est constant dans les différentes travéescv
- Les rapports portés successives des travées sont dans un rapport entre 0,8 et 1,25 :

$$0,8 \leq \frac{5,4}{5,6} \leq 1,25 \Leftrightarrow 0,8 < 0,96 < 1,25 \dots \dots cv$$

$$0,8 \leq \frac{5,6}{4,5} \leq 1,25 \Leftrightarrow 0,8 < 0,24 < 1,25 \dots \dots cv$$

- la fissuration est considérée comme non préjudiciable on peut pour les dalles évaluées les valeurs maximales des moments fléchissent (M_0) dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée est soumise au même charge...cv.

III.4.2.Principe de la méthode forfaitaire:

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées M_t et des moments sur appuis M_e et M_w . Si on note par:

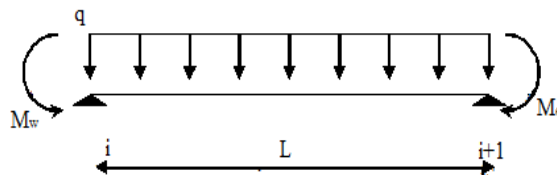
M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

$M_w; M_e$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée. (Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes en valeur non pondérée).

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

On prend pour les appuis une valeur absolue du moment au moins égale à:

- $0,6M_w$: Dans les cas des appuis intermédiaire d'une poutre à deux travées.
- $0,5M_w$: Dans les cas des appuis voisins des rives d'une poutre à plus de trois travées.
- $0,4M_w$: Dans les cas des appuis intermédiaire d'une poutre à plus de trois travées.



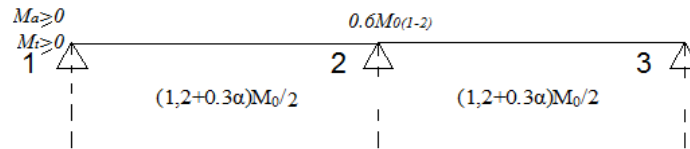
D'après les règles de BAEL91 les valeurs de $M_w; M_e; M_e$ et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0,3 \alpha)M_0; 1,05M_0]$$

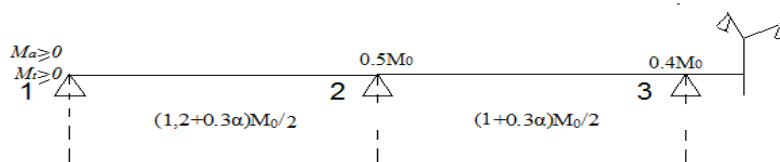
- **Les valeurs minimales des moments :**

-Cas d'une poutre à deux travées :

$$M_{0(1-2)} = \max(M_{01}; M_{02})$$



-Cas d'une poutre à plusieurs travées :



➤ **L'effort tranchant:**

La valeur des efforts tranchants pour l'appui de gauche (T_w) et pour l'appui droit (T_e) est donné par les expressions suivantes :

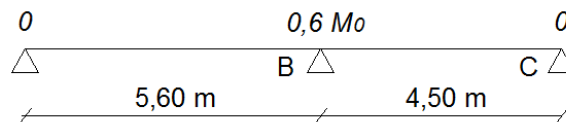
$$\begin{cases} T_w = T_0 + (M_w - M_e)/L \\ T_e = -T_0 + (M_w - M_e)/L \end{cases}$$

avec $T_0 = \frac{ql}{2} \Rightarrow$ destine l'effort tranchant et L la longueur de la portée considéré.

III.4.3. Les différents types des nervures :

➤ Plancher terrasse :

-Type 1-1 :



➤ **Evaluation des charges:**

planche	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	$q_u = 0,65(1,35G + 1,5Q)$	$q_s = 0,65(G + Q)$	α
terrasse	6,93	1	7,06	5,15	0,126

Tableau III.13 : Les différentes descentes des charges (terrasse)

➤ **Le moment statique :**

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

<i>Plancher (terrasse)</i>	<i>E L U</i>		
	<i>travée</i>	<i>L(m)</i>	<i>Mo(KNm)</i>
<i>I</i>	<i>A-B</i>	5,6	27,67
	<i>B-C</i>	4,5	17,87

Tableau III.14 : Tableaux récapitulatif des sollicitations

➤ **Le moment sur appui :**

<i>M_a</i> (<i>KN.m/ml</i>)	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>M_a (max)</i> (<i>KN.m/ml</i>)
<i>E.L.U</i>	0	16,60	0	16,60
<i>E.L.S</i>	0	12,11	0	12,11

Tableau III.15 : le moment sur appui a ELU et ELS

➤ **Le moment en travée :**

<i>M_t</i> (<i>KN.m/ml</i>)	<i>A-B</i>	<i>B-C</i>
	20,75	11,05

Tableau III.16 : le moment en travée

➤ **Calcul les efforts tranchants :**

$$\begin{cases} T_g = \left(\frac{Q_U \times L}{2}\right) + \left(\frac{M_g - M_d}{L}\right) \\ T_d = -\left(\frac{Q_U \times L}{2}\right) + \left(\frac{M_g - M_d}{L}\right) \end{cases}$$

<i>A-B</i>		<i>B-C</i>	
<i>T_g</i>	<i>T_d</i>	<i>T_g</i>	<i>T_d</i>
16,80	-22,73	12,19	-19,57

Tableau III.17 : les efforts tranchants (*T_g*; *T_d*)

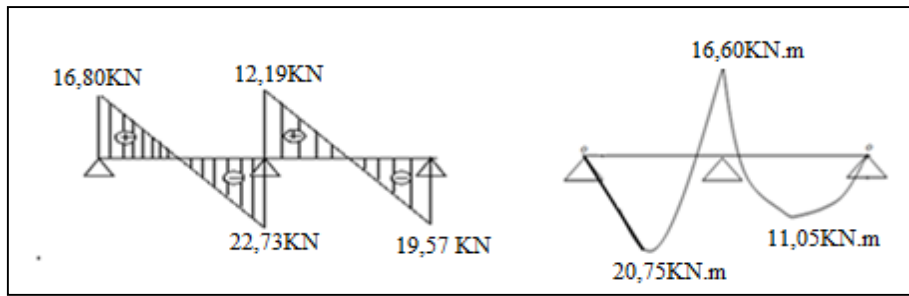
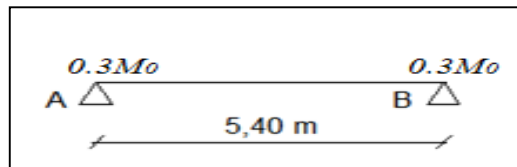


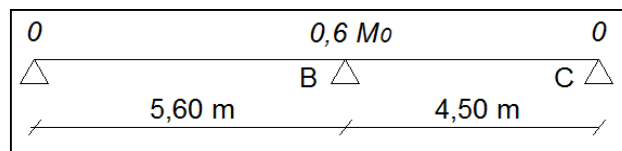
Figure III. 22 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type 1 terrasse inaccessible

➤ Plancher étage 2 :

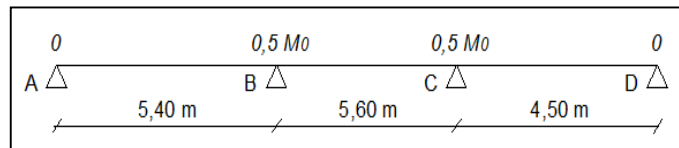
-Type 2-1 :



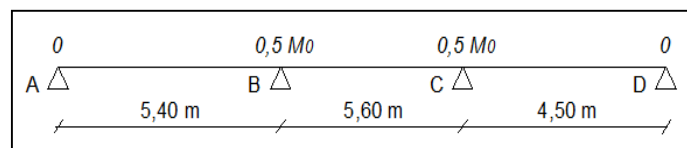
-Type 2-2 :



-Type 2-3 :



-Type 2-4:



➤ Evaluation des charges:

planche	$G(KN/m^2)$	Q (KN/m^2)	α	$q_u = 0,65 (1,35G + 1,5Q)$	$q_s = 0,65 (G + Q)$
Etage 2	4,6	1,5	0,24	5,49	3,96
		2,5	0,35	6,47	4,61

Tableau III.18 : Les différentes descentes des charges (étage2)

➤ **Le moment statique :**

Plancher (étage)	E L U		
	Type	travée	L(m)
1	A-B	5,4	23,58
2	A-B	5,6	21,52
	B-C	4,5	13,89
3	A-B	5,4	20,01
	B-C	5,6	25,36
	C-D	4,5	16,38
4	A-B	5,4	20,01
	B-C	5,6	21,52
	C-D	4,5	13,89

Tableau III.19 : les moments statique (étage2)

➤ **Le moment sur appui :**

$M_a(KN.m/ml)$	Type1	Type2	Type3	Type4
A	7,07	0	0	0
B	7,07	12,91	12,68	10,76
C	/	0	12,68	10,76
D	/	/	0	0

Tableau III.20 : les moments sur appui (étage2)

➤ **Le moment en travée :**

$M_t(KN.m/ml)$	Type1	Type2	Type3	Type4
A-B	20,04	20,92	19,11	20,07
B-C	/	11,21	14,01	11,53
C-D	/	/	8,69	12,28

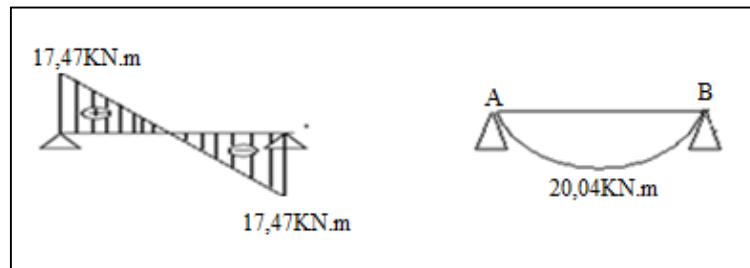
Tableau III.21: le moment en travée (étage2)

➤ Calcul les efforts tranchants :

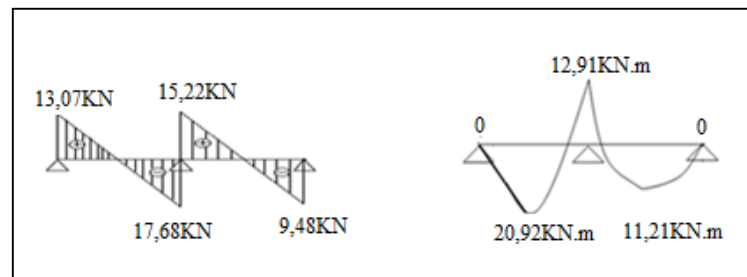
$M_t(KN.m/ml)$		Type1	Type2	Type3	Type4
A-B	T_g	17,47	13,07	12,47	10,13
	T_d	-17,47	-17,68	-17,17	-16,82
B-C	T_g	/	15,22	18,12	15,37
	T_d	/	-9,48	-18,12	-15,37
C-D	T_g	/	/	17,38	14,74
	T_d	/	/	-11,74	-9,96

Tableau III.22:les efforts tranchants (étage2)

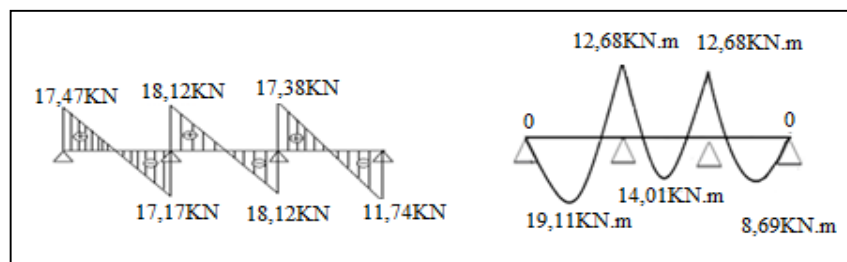
-Type 2-1 :



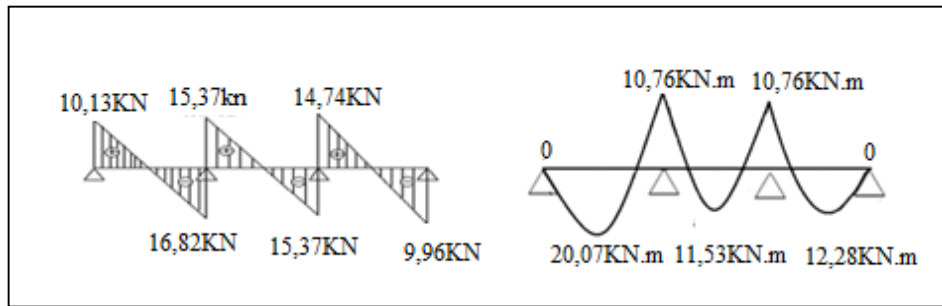
-Type 2-2 :



-Type 2-3 :

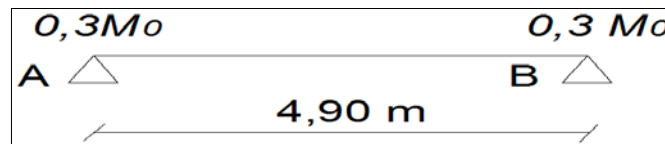


-Type 2-4 :

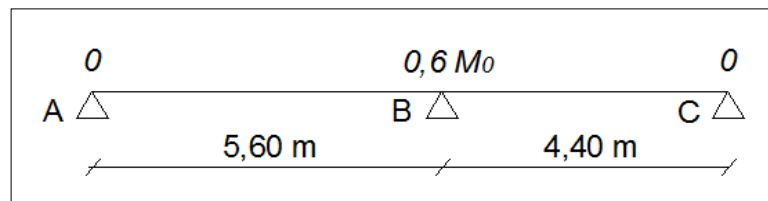


➤ Plancher étage (E1+RDC+S-SOL) :

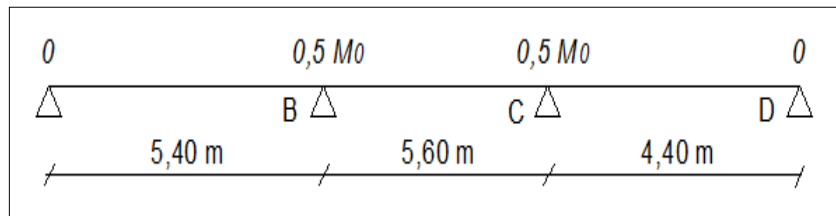
-Type 3-1 :



Type 3-2 :



Type 3-3 :



➤ Evaluation des charges:

planche	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	α	$q_u=0.65 (1.35G+1.5Q)$	$q_s=0.65(G+Q)$
(1+RDC +S-SOL)	4,6	2,5	0,35	6,47	4,61

Tableau III.23 : Les différentes descentes des charges (E₁;RDC;S-sol)

➤ **Le moment statique :**

<i>Plancher (étage)</i>		<i>ELU</i>	
<i>type</i>	<i>travée</i>	<i>L(m)</i>	<i>Mo(KNm)</i>
1	A-B	4,9	19,41
2	A-B	5,6	25,36
	B-C	4,4	15,65
3	A-B	5,4	23,58
	B-C	5,6	25,36
	C-D	4,4	15,65

Tableau III.24 : les moments statique (E_1 , RDC, S-sol)

➤ **Le moment sur appui:**

$M_a(N.m/ml)$	Type1	Type2	Type3
A	5,82	0	0
B	5,82	11,64	12,68
C	/	0	7,82
D	/	/	0

Tableau III.25 : les moments sur appui (E_1 ; RDC ; S-sol)

➤ **Le moment en travée :**

$M_t (KN.m/ml)$	Type1	Type2	Type3
A-B	16,49	20,8	18,42
B-C	/	10,61	14,01
C-D	/	/	12,52

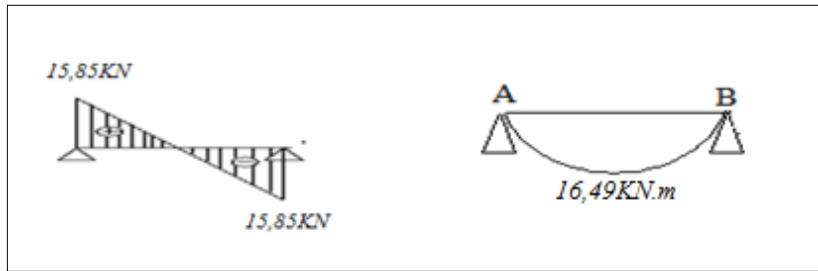
Tableau III.26 : les moments en travée (E_1 ; RDC ; S-sol)

➤ **Calcul les efforts tranchants :**

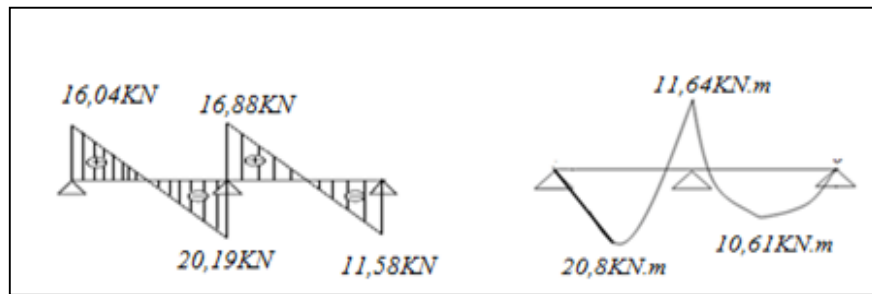
$M_t(KN.m/ml)$		Type1	Type2	Type3
A-B	T_g	15,85	16,04	15,12
	T_d	-15,85	-20,19	-19,82
B-C	T_g	/	16,88	18,98
	T_d	/	-11,58	-17,25
C-D	T_g	/	/	16,01
	T_d	/	/	-12,46

Tableau III.27: les efforts tranchants (E_1 ; RDC ; S-sol)

-Type 3-1 :



-Type 3-2 :



-Type 3-3 :

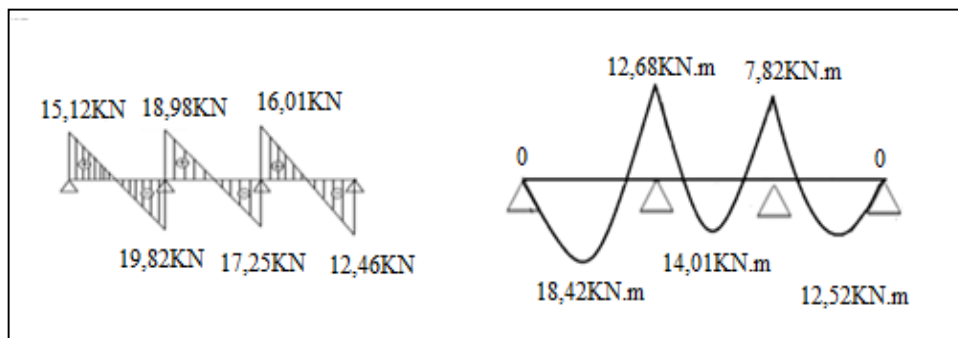


Figure III .23 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type 3 terrasse accessible

➤ ELU :

étage	type	travée	M_0	M_g	M_d	M_t	T_g	T_d	$M_a \max$ (KN.m)	M_{tmax} (KN.m)	T_{max} (KN)
Etage 3	1-1	A-B	27,67	0	16,60	20,75	16,80	22,73	16,60	20,75	22,73
		B-C	17,87	16,60	0	11,05	12,19	19,57			
étage 2	2-1	A-B	23,58	7,07	7,07	20,04	17,47	17,47	12,91	20,92	18,12
	2-2	B-C	21,52	0	12,91	20,92	13,07	12,68			
		C-D	13,89	12,91	0	11,21	15,22	6,48			
	2-3	A-B	20,01	0	12,68	19,11	12,47	17,17			

		B-C	25,36	12,68	12,68	14,01	18,12	18,12			
		C-D	16,38	12,68	0	8,69	17,38	11,47			
	2-4	A-B	20,01	0	10,76	20,07	10,13	16,82			
		B-C	21,52	10,76	10,76	11,63	15,37	15,37			
		C-D	13,89	10,76	0	12,28	11,74	9,96			
(Etage 1+RDC +s -sol)	3-1	A-B	19,41	5,82	5,82	16,49	15,12	19,82	12,68	20,08	20,19
	3-2	B-C	25,36	0	11,64	20,08	16,04	20,19			
		C-D	15,65	11,64	0	10,61	16,88	11,58			
	3-3	A-B	23,58	0	12,68	18,42	15,12	19,82			
		B-C	25,36	12,68	7,82	14,01	18,98	17,25			
		C-D	15,65	7,82	0	11,52	16,01	12,46			

Tableau .III. 28 : Tableaux récapitulatif des moments a-ELU-

➤ ELS :

étage	type	travée	M_0	M_g	M_d	M_t	M_{amax} (KN.m)	M_{tmax} (KN.m)	
étage 3	1-1	A-B	20,18	0	12,11	18,29	12,11	18,29	
		B-C	13,03	12,11	0	10,07			
étage 2	2-1	A-B	16,80	5,04	5,04	14,28	9,31	15,09	
		B-C	15,52	0	9,31	15,09			
	2-2	C-D	8,09	9,31	0	8,09			
		2-3	A-B	14,43	0	9,04			13,83
			B-C	18,07	9,04	9,04			14,27
	2-4	C-D	11,67	9,04	0	10,71			
		A-B	14,43	0	7,76	14,47			
			B-C	15,52	7,76	7,76			11,98
	C-D	10,02	7,76	0	8,87				
Etage (1+RDC+s -sol)	3-1	A-B	13,84	4,15	4,15	11,76	10,84	17,16	
	3-2	B-C	18,07	0	10,84	17,16			
		C-D	11,16	10,84	0	8,37			
	3-3	A-B	16,80	0	9,04	15,58			

		B-C	18,07	9,04	7,82	9,98		
		C-D	11,16	7,82	0	10,65		

Tableaux .III .29 : Tableaux récapitulatif des moments a-ELS-

$$M_{au(max)} = 16,60KN.m \quad , M_{aser(max)} = 12,11KN.m$$

$$M_{tu(max)} = 20,92KN.m \quad , M_{tser(max)} = 18,29KN.m$$

$$T_{max} = 22,73KN.$$

III.5.Calcul de ferrailage :

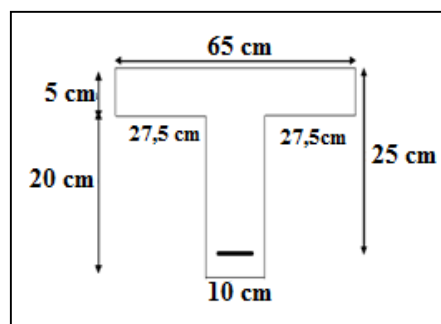


Figure. III.24 : Section théorique pour le ferrailage du plancher

Le ferrailage se fait d'après les valeurs maximales des moments en Travée et sur appuis

On a:

$$d = h - 2,5 = 22,5 \text{ cm} \quad ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad ; \gamma_b = 1,5; \gamma_s = 1,15 \quad ; \theta = 1$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,20 \text{ MPa} .$$

➤ Sur appuis :

Le moment est équilibré par la table seule et la section en T est calculée comme

Une section rectangulaire ($b \times h$) = (10 × 25) cm²

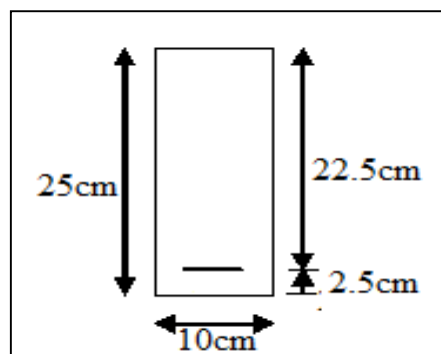


Figure. III.25 : Section théorique pour le ferrailage du plancher (sur appui)

$$\mu = \frac{M_{amax}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\beta = 1 - 0,4 ; A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

➤ En travée :

$$M_{tmax} = 20,92 \text{KN.m}$$

$$M_{table} = b \times h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 5 \times 14,20 \left(22,5 - \frac{5}{2} \right)$$

$$M_{table} = 92300 \text{N.m} = 92,3 \text{KN.m}$$

$$M_{table} > M_{tmax}$$

Le moment est équilibré par la table seule et la section en T est calculée comme

Une section rectangulaire ($b \times h$) = (65 × 25) cm²)

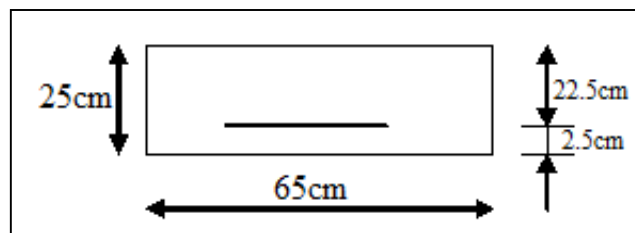


Figure. III.26 : Section théorique pour le ferrailage du plancher (en travée)

$$\mu = \frac{M_{t,max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} ; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

A_{min} : Selon la condition de non fragilité :

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

Les calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Section	b (cm)	d (cm)	Mu KN.m	μ	α	β	A_{scal} (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	$A_{sadopte}$ (cm ²)	Choix(ml)
appui	10	22,5	16,60	0,23	0,33	0,86	2,47	0,27	3,08	2HA14
travée	65	22,5	20,92	0,045	0,037	0,99	2,70	1,77	3,39	3HA12

Tableau III.30 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage

III.6.Vérification à l'ELS :

Dans notre cas : On a :

La fissuration est peu préjudiciable, l'acier de nuance Fe 400 et la section est rectangulaire et le calcul est à la flexion simple.

Donc la vérification à L'E.L.S ne sera pas nécessaire si la condition

Suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{Mu}{M_{ser}}$$

$$\text{En travée : } \gamma = \frac{20,75}{18,29} = 1,13$$

$$\alpha = 0,43 \leq \frac{1,13 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,32 \dots \dots cv$$

$$\text{Sur appuis : } \gamma = \frac{16,60}{12,11} = 1,37$$

$$\alpha = 0,33 \leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \dots \dots cv$$

➤ **Vérification :**

-Influence de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

On a:

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{22,73 \times 10^3}{100 \times 225} = 1,01 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

- Position de l'axe neutre : (A'= 0)

$$\frac{by^2}{2} - nA(d - y)^2 = 0$$

- Moment d'inertie :

$$I_{/AN} = \frac{b}{3}y^3 + nA(d - y)^2$$

- La contrainte maximale de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

- La contrainte maximale de traction des aciers :

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) ; \bar{\sigma}_s = f_e \Rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

	y_1 (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifie
En travée	5,20	18265,40	5,21	259,85	15	400	cv
En appuis	10,52	10511,48	12,11	207,03			cv

Tableau III.31: Tableau récapitulatif des résultats de justification en travée et en appuis.

➤ **Vérification de la flèche :**

$$f = \frac{M_{ser\ max} \times L^2}{10EI} \text{ (BAEL 91.modifié 99)}$$

Avec :

Après calcul : $y = 5.20\text{cm}$

-Calcul du moment d'inertie par rapport à l'axe neutre de la section totale

$$I = 18265,40 \text{ cm}^4$$

$$E = 2,10^5 \text{ Mpa}$$

$$M_{ser\ max} = 18,29\text{KN.m}$$

-Calcul de la flèche :

$$f = \frac{18.29 \times 5600^2}{2 \times 18265,40 \times 10^4} = 1,57\text{mm} = 0,00157\text{m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5,6}{500} = 11\text{mm} = 0,011 \text{ m}$$

$$f < \bar{f} \Rightarrow \dots\dots\dots cv.$$

➤ **Calcul des armatures transversal :**

Si $\bar{\tau}_u > \tau_u$: on a besoin des armatures transversales pour reprendre l'effort tranchant, on prévoit des armatures de construction.

-Choix du diamètre de l'armature transversale:

D'après le (art.5.1.23. BAEL91):

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}\right\} \Rightarrow \varphi_t \leq \min\left\{\left(\frac{25}{35}\right); \left(\frac{10}{10}\right)\right\} \dots \dots \varphi_t \leq \min(0,71;1)$$

On adopte : $\varphi_t = 0,8cm$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Les armatures transversales on a besoin on adopte au minimum

-Espacement minimale d'armatures d'âmes :

$$S_t \leq (A_t \times f_e \times 0,9/\gamma_s \times b_0(\tau_u - 0,3f_{tj}))$$

$$S_t \leq (1,01 \times 235 \times 0,9)1,15 \times 10 \times (1,01 - 0,3 \times 2,1) = 48,88cm$$

$$S_t \leq \min(0,9d; 40cm^2)$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times 22,55; 40cm^2) = 20,25cm$$

$$S_t \leq (A_t \times f_e/0,4 \times b_0)$$

$$S_t \leq (1,01 \times 235/0,4 \times 10) = 59,33cm$$

On adopte: $S_t = 20cm$

III.7.Ferraillage de la table de compression :

➤ **Les armatures perpendiculaires aux nervures :**

$L_n = 65cm$; C'est l'entraxe des poutrelles.

$$L_n \leq 80cm \Rightarrow A_t = 200/f_e$$

$$50cm \leq L_n \leq 80cm \Rightarrow A_t = (4L_n/f_e)$$

$$A_t = 4 \times \frac{65}{400} = 0,65cm^2$$

$$\text{Soit: } A_t = 5HA6 = 1,41cm^2$$

$S_t \leq 20cm$ Donc on adopte l'espacement $S_t = 20cm$.

➤ **Les armatures parallèles aux nervures :**

$$A \geq \frac{A_t}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,7cm^2$$

$$\text{Soit : } A = 5HA6 = 1,41cm^2$$

L'espacement $S_t \leq 30cm$ donc on adopte $S_t = 20cm$.

Pour le ferraillage de la dalle de compression, On adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

III.8.Ferraillage de la table de compression :

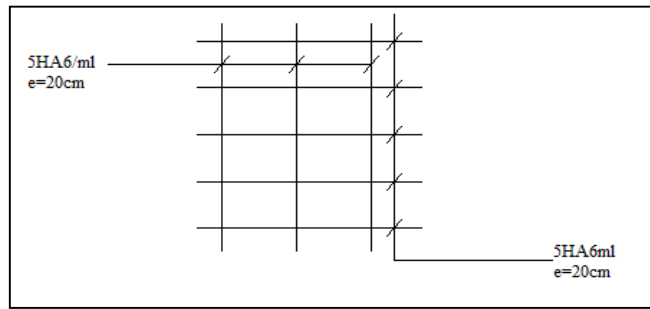


Figure. III.27 : Schéma de ferraillage de la table de compression

III.9.Schéma de ferraillage de plancher :

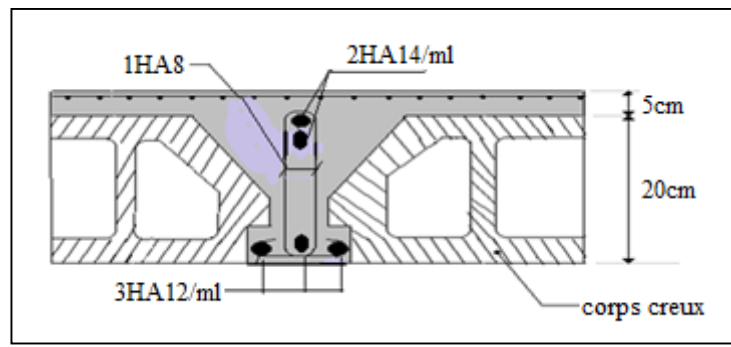


Figure. III.28 : Schéma de ferraillage de plancher

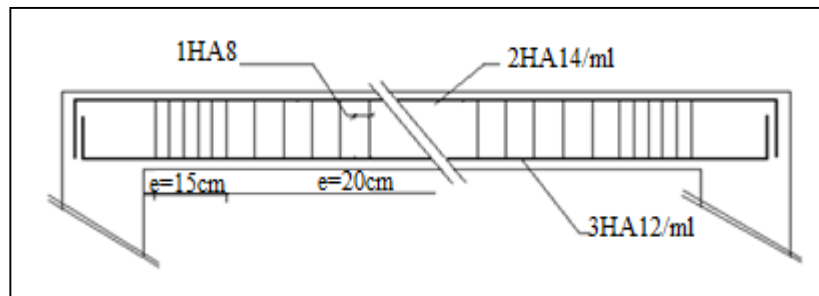


Figure III.29 : Ferraillage de nervures

Chapitre IV :**Etude sismique****IV.1.Introduction:**

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

Les forces d'origine sismique agissant sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur de génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages par un comportement essentiellement plastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent, avec une ductilité permettant de limiter les dommages et sans effondrement.

IV.2.Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations et le dimensionnement des éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

IV.3 Méthodes de calcul :

Selon l'article 4.1.1 du RPA (Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes ;

- Méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.1 Méthode statique équivalente :**IV.3.1.1Principe de la méthode :(RPA99 (version 2003)/4.2.1)**

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

IV.3.1.2Condition d'application :(4.1.2 RPA 99 version 2003)

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

-Régularité en plan :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{6}{31} = 0,19 \leq 0,25 \dots \dots cv$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{5,70}{17} = 0,33 > 0,25 \dots \dots cv$$

$$0,25 \leq \frac{L_x}{L_y} = \frac{31}{17} = 1,82 \leq 4 \dots \dots cv$$

Donc la structure est irrégulière en plan.

-Régularité en élévation : la structure est classée régulière en élévation.

-Zone I si $H < 65m$: On a $h = 15,77 < 65m$

-La condition complémentaire suivante :

Si la structure est représentée en configuration irrégulière pour Zone I : tous groupes.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable.

IV.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale :**IV.3.2. 1. Principe :**

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

IV.3.2. 2 Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

Dans notre cas on va appliquer la méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul « **Autodesk Robot-2015** ».

IV.3.2. 3 Présentation du logiciel :

Robot autodesk -2015 est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.

Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure».

Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moment fléchissant M, effort tranchant T, efforts normales, contraintes σ ...).

IV.3.2.4 Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan de travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot auto-desk-2015
- Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres, les voiles et les dalles pleines par des panneaux.
- On introduit les propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton.
- On introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- On introduit les conditions aux limites ;

Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types :

- Charge permanente G**: due au poids total de la structure et elle est distribuée par les planchers aux poutres principale et secondaire.
- Charges d'exploitation Q**: les charges d'exploitation distribuées par les planchers aux poutres.
- Les forces sismiques E** : dues aux masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau après l'introduction du spectre de réponse dans les trois directions (X, Y et Z).
 - ◆ Détermination des combinaisons de charges ;
 - ◆ Vérification des erreurs ;
 - ◆ Lancement de l'analyse ;
 - ◆ Interprétation des résultats ;
 - ◆ Détermination du spectre de réponse.

IV.3.3.1 Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base, ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe vertical) (4.3.2 RPA99/v2003).

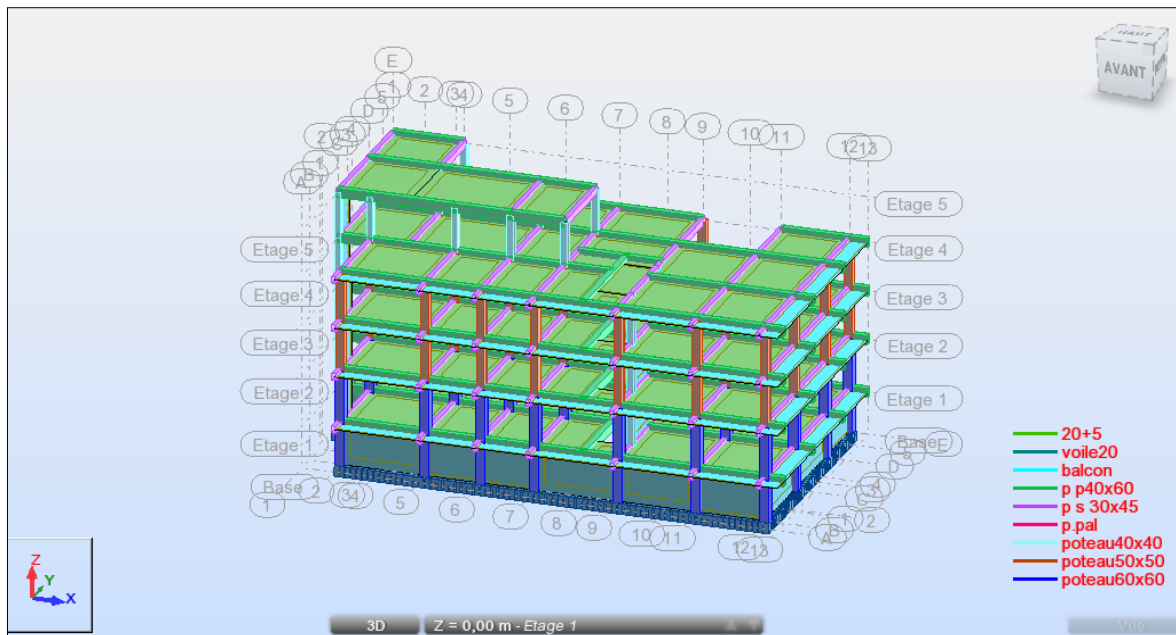


Figure. IV.1 : Modélisation de la structure par l'interface de Robot autodes-2015.

$$E.L.U: 0: 1,35G + 1,5Q$$

$$E.L.S: G + Q$$

$$E.L.A: G + Q \mp E_x$$

$$E.L.A: G + Q \mp E_y$$

$$E.L.A: 0,8G \mp E_x$$

$$E.L.A: 0,8G \mp E_y$$

$$E.L.A: G + Q \mp 1,2E_x$$

$$E.L.A: G + Q \mp 1,2 E_y$$

IV.3.4.interprétation des résultats :

IV.3.4.1.Vérification de la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

IV.3.5 Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

A: Coefficient d'accélération de zone

D: Facteur d'amplification dynamique moyen

Q: Facteur de qualité

R: Coefficient de comportement

W: Poids total de la structure

IV.3.6.Détermination des paramètres du spectre de réponse:

IV.3.6.1.Coefficient d'accélération de zone A :

Donné par (Tableau 4.1p38 RPA 99 ver 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\begin{cases} \text{Zone I} \\ \text{Groupe d'usage 1B} \end{cases} \Rightarrow A = 0,10$$

IV.3.6.2.Coefficient de comportement R :

Portiques contreventés par des voiles => **R = 4** (RPA99 ver2003 tableau 4.3 p41)

IV.3.6.3.Facteur de qualité Q :

<i>critère</i>	<i>P_q</i>	
<i>Condition minimale sur les files de contreventement</i>	0	<i>observé</i>
<i>Redondance en plan</i>	0	<i>observé</i>
<i>Régularité en plan</i>	0,05	<i>N/observé</i>
<i>Régularité en élévation</i>	0	<i>observé</i>
<i>Contrôle de la qualité des matériaux</i>	0,05	<i>N/ observé</i>
<i>Contrôle de la qualité de l'exécution</i>	0,10	<i>N/ observé</i>

Tableau. IV.1 : Valeurs des pénalités P_q

$$Q = 1 + \Sigma P_q = 1 + 0,20 = 1,20$$

IV.3.6.4.Facteur de correction d'amortissement «η» :

Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \zeta)}} \geq 0,7$$

Où : 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 p38RPA 99ver 2003)

Portique en béton armé, remplissage dense => ζ = 0,6%

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+6)}} \geq 0,87 \geq 0,7 \dots \dots cv$$

IV.3.6.5.Période T1 et T2 du site considérée :

D'après le RPA99ver2003, Le site est considéré comme ferme (S2). (Tableau4.7)

$$\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,40s \end{cases}$$

IV.3.6.6 Spectre de réponse :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction Suivante :

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

Avec :

S_a /g : Accélération spectrale.

T : Période fondamentale de la structure.

g : Accélération de la pesanteur.

IV.3.6.7.Caractéristiques de l'ouvrage :

- Zone I: sismicité faible.
- Groupe1B : ouvrages de grande importance
- Site S2 : $T_1 = 0,15 s$ et $T_2 = 0,40 s$
- Système de contreventement : $R=4$
- Coefficient d'accélération de la zone $A=0,10$
- Facteur de qualité $Q=1,20$

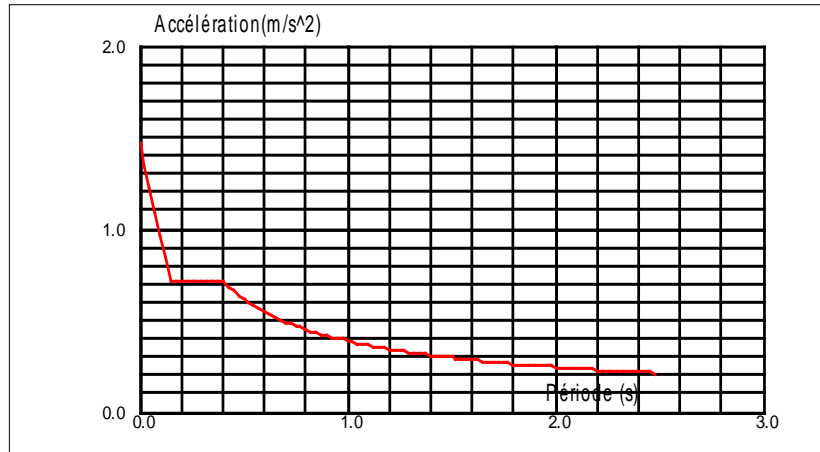


Figure IV.2: Diagramme de spectre de réponse

IV.7.1. Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique :

$$T = \min \left\{ C_T \cdot h_N^{3/4}; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau qui est égale à 15,77m.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage (Tableau 4.6 p 45 RPA 99 ver 2003).

Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie

$$\Rightarrow C_T = 0,05$$

$$T' = 0,05(15,77)^{3/4} = 0,39s$$

Sens longitudinal (suivant x-x):

$$T_x'' = 0,09 \frac{15,77}{\sqrt{31}} = 0,25s$$

$$T_x = \min\{0,39; 0,25\} = 0,25s$$

Sens transversal (suivant y-y) :

$$T_y'' = 0,09 \frac{15,77}{\sqrt{17}} = 0,34s$$

$$T_y = \min\{0,39; 0,34\} = 0,34s$$

$$0 \leq T_x \leq T_2 \Rightarrow D_x = 2,5 \cdot \eta = 2,17 \Rightarrow D_x = 2,17$$

$$0 \leq T_y \leq T_2 \Rightarrow D_y = 2,5 \cdot \eta = 2,17 \Rightarrow D_y = 2,17$$

IV.7.2. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

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

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \dots \dots T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{0.3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \dots \dots T \geq 3,0\text{sec} \end{cases}$$

IV.7.3. Disposition des voiles :

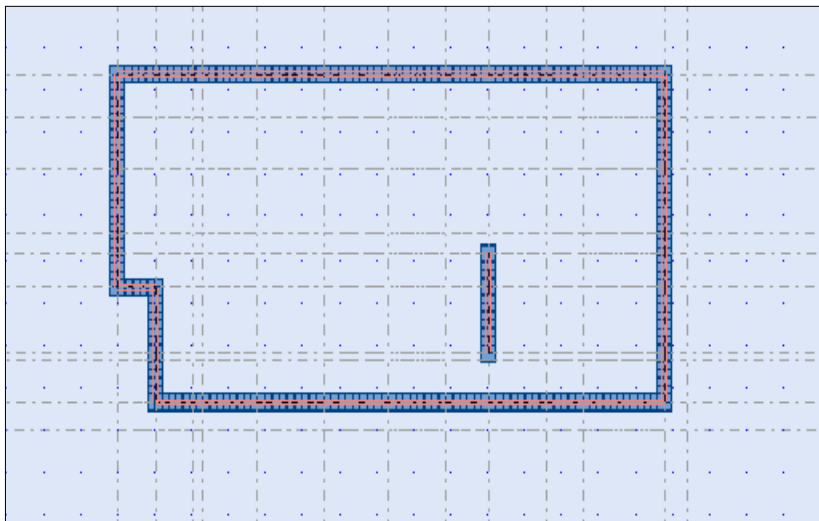


Figure IV.3: Représenté Disposition des voiles

IV.8. Calcul du poids de la structure W :

$$W = \Sigma W_{Gi} + \beta \Sigma W_{Qi} \text{ (RPA99 ver 2003 / formule 4.5 p 44)}$$

Avec :

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation

ΣW_{Gi} : Résultante des réactions verticales due aux charges permanentes

ΣW_{Qi} : Résultante des réactions verticales due aux charges d'exploitation

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure on a le tableau suivant qui est donné par le logiciel rabot :

Niveaux(m)	W étage (Kg)
5	127838,19
4	401324,84
3	424240,85
RDC	468971,33
1	608988,79
$\sum W_i$	2031364

Tableau IV.4: le poids des différents niveaux de la structure

Remarque :

Le poids total de la structure est donné par le logiciel Robot AUTODESK.

$$W=2031364Kg=20313,64KN.$$

Donc :

$$V_{xsta} = V_{ysta} = \frac{0,10 \times 2,17 \times 1,20}{4} \times 20313,64 = 13224,42KN$$

$$80\% V=1057,953 KN$$

-La résultante des forces sismiques :

Après l'interprétation des résultats du fichier Robot AUTODESK, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

$$V_{x.dyn} = 1423,17KN \text{ et } V_{y.dyn} = 1221,44KN$$

-sens longitudinal X-X :

$$V_{x.dyn} = 1423, KN > 80\%V_{x.st} \dots \dots cv$$

-sens transversal Y-Y :

$$V_{y.dyn} = 1221,44KN > 80\%V_{y.st} \dots \dots cv$$

IV.9.Caractéristiques géométriques de la structure :**IV.9.1.Calcul de centre de torsion :**

Pour la détermination du centre de torsion, on utilise les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_t = \frac{\sum(I_{xi} \times x_i)}{I_{xi}} \\ Y_t = \frac{\sum(I_{yi} \times y_i)}{I_{yi}} \end{cases} \dots \dots (01)$$

X_t : L'abscisse du centre de torsion.

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion.

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox).

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy).

x_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

y_i : l'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

* **Pour les poteaux :**

$$I_{xi} = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$I_{yi} = \frac{a \times b^3}{12}$$

***Pour les voiles:**

Les dimensions sont constantes, alors :

$$I_{xi} = \frac{b' \times a^3}{12}$$

$$I_{yi} = \frac{a \times b'^3}{12}$$

D'après l'application de la formule(1) les résultats du centre de torsion sont regroupés dans le tableau suivant:

<i>Niveaux</i>	<i>X_t (m)</i>	<i>Y_t (m)</i>
<i>1</i>	<i>15,70</i>	<i>8,72</i>
<i>RDC</i>	<i>16,34</i>	<i>9,19</i>
<i>3</i>	<i>16,38</i>	<i>9,05</i>
<i>4</i>	<i>2,93</i>	<i>9,17</i>
<i>5</i>	<i>0,27</i>	<i>10,77</i>

Tableau IV.3: Centre de torsion

IV.9.2.Centre de masse :

Pour la détermination du centre de masse on a les formules suivantes :

$$X_{Mi} = \frac{\sum(W_i \times X_{Gi})}{W_i}$$

$$Y_{Mi} = \frac{\sum(W_i \times Y_{Gi})}{W_i}$$

W_i : Poids propre de l'élément (i) du niveau considéré.

X_{Mi}, Y_{Mi} : coordonnées du centre de masse de l'élément (i) du niveau considéré

X_{Gi}, Y_{Gi} : coordonnées du centre de masse du niveau considéré

Les résultats du centre de masse donné par le "" le logiciel Robot AUTODESK des différents niveaux sont regroupés dans le tableau suivant :

<i>Niveaux</i>	<i>X_i (m)</i>	<i>Y_i (m)</i>
<i>1</i>	<i>14,64</i>	<i>8,93</i>
<i>RDC</i>	<i>14,25</i>	<i>8,85</i>
<i>3</i>	<i>13,95</i>	<i>8,64</i>
<i>4</i>	<i>14,09</i>	<i>8,62</i>
<i>5</i>	<i>6,35</i>	<i>10,29</i>

Tableau IV.4: Centre de masse

IV.9.3. Calcul de l'excentricité :

Selon les **RPA** on doit calculer deux types d'excentricités

-Excentricité théorique.

-Excentricité accidentelle

IV.9.4 Excentricité théorique :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, elle est donnée par les formules suivantes :

$$e_{xt} = |X_m - X_t|$$

$$e_{yt} = |Y_m - Y_t|$$

X_m, Y_m : Les coordonnées du centre de masse.

X_t, Y_t : Les coordonnées du centre de torsion.

Les résultats des excentricités théoriques sont regroupés dans le tableau suivant :

<i>Niveaux</i>	$e_{xt}(m)$	$e_{yt}(m)$
1	1,06	0,21
RDC	2,09	0,34
3	2,43	0,41
4	11,16	0,55
5	6,08	0,48

Tableau IV.5: Les excentricités théoriques

IV.9.5 .Excentricité accidentelle :

D'après le RPA99version 2003(formule 4.3.7), On a :

$$\begin{cases} e_{xa} = \max(5\%L_{x\max}, e_{xt}) \\ e_{ya} = \max(5\%L_{y\max}, e_{yt}) \dots \dots (2) \end{cases}$$

$$L_x = 31m$$

$$L_y = 17m$$

Les résultats des excentricités accidentelles sont regroupés dans le tableau suivant :

<i>Niveaux</i>	$e_{xa}(m)$	$e_{ya}(m)$
1	1,55	0,85
RDC	2,09	0,85
3	2,43	0,85
4	11,16	0,85
5	6,08	0,85

Tableau IV.6: Les excentricités accidentelles

IV.10.Nombre de modes à considérer :(RPA99ver 2003/art.A.4.3.4)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives soit supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée). Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N}$$

Avec : N : le nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 5 niveaux)

$$K \geq 3\sqrt{5} \Rightarrow K \geq 7 \text{ modes}$$

IV.10.1 Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT AUTODESK :

<i>Mode</i>	<i>Période</i>	<i>Masse modale</i> <i>U_x(%)</i>	<i>Masse modale</i> <i>U_y(%)</i>	<i>Nature</i>	<i>Masses cumulées</i> <i>U_x(%)</i>	<i>Masses cumulées</i> <i>U_y(%)</i>
<i>1</i>	<i>0,19</i>	<i>57,51</i>	<i>0,71</i>	<i>Trans x</i>	<i>57,51</i>	<i>0,71</i>
<i>2</i>	<i>0,18</i>	<i>1,15</i>	<i>42,35</i>	<i>Trans y</i>	<i>58,66</i>	<i>43,05</i>
<i>3</i>	<i>0,14</i>	<i>0,05</i>	<i>12,14</i>	<i>torsion</i>	<i>58,72</i>	<i>55,20</i>
<i>4</i>	<i>0,09</i>	<i>0,03</i>	<i>9,11</i>	<i>/</i>	<i>58,74</i>	<i>64,31</i>
<i>5</i>	<i>0,09</i>	<i>7,80</i>	<i>0,00</i>	<i>/</i>	<i>66,55</i>	<i>64,31</i>
<i>6</i>	<i>0,05</i>	<i>0,21</i>	<i>12,16</i>	<i>/</i>	<i>66,75</i>	<i>76,47</i>
<i>7</i>	<i>0,05</i>	<i>0,39</i>	<i>0,22</i>	<i>/</i>	<i>67,15</i>	<i>76,68</i>
<i>8</i>	<i>0,05</i>	<i>6,46</i>	<i>0,44</i>	<i>/</i>	<i>73,61</i>	<i>77,12</i>
<i>9</i>	<i>0,04</i>	<i>0,03</i>	<i>3,33</i>	<i>/</i>	<i>73,64</i>	<i>80,45</i>
<i>10</i>	<i>0,03</i>	<i>3,49</i>	<i>0,04</i>	<i>/</i>	<i>77,13</i>	<i>80,49</i>

Tableau. IV.7.périodes et facteurs de participation modale.

IV.11.Vérification de la période :

D'après *le RPA 99/ V2003*. Les valeurs de la période de calcul à partir des formules numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

–La période donnée par *ROBOT* est : $T_{ROBOT} = 0,19s$

–La période de la méthode statique équivalente est : $T = 0,25s$

$$1,3 \times 0,25 = 0,32s$$

$$T_{ROBOT} = 0,19 < 1,3 \times T = 0,32s \dots \dots cv$$

- Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation

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

-Les sept modes sont suffisants pour que la masse modale dépasse les 90%

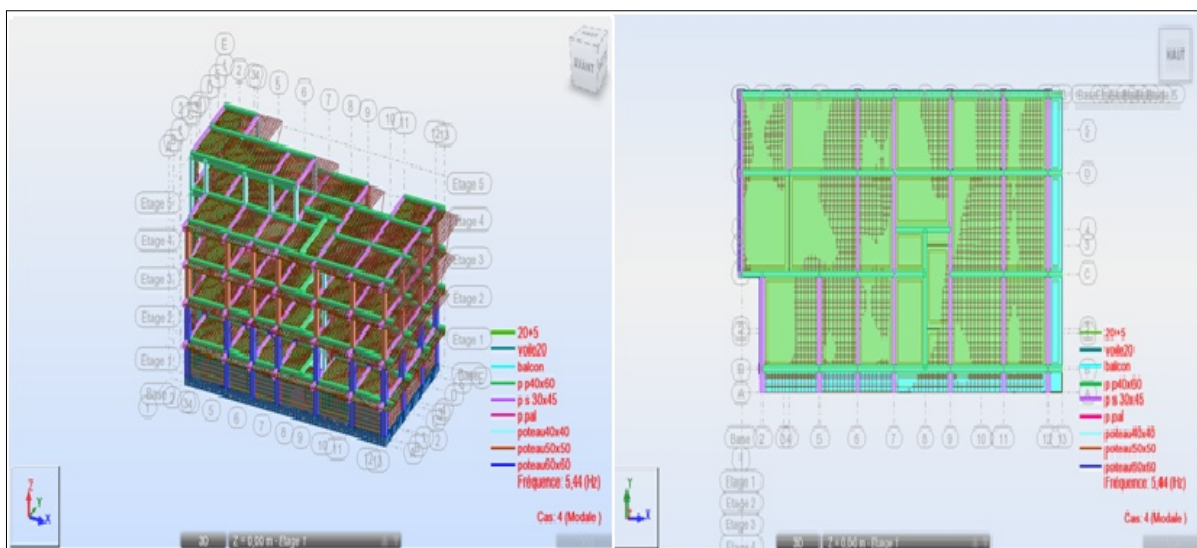


Figure IV .4 : Translation selon X (mode 1) et 3D

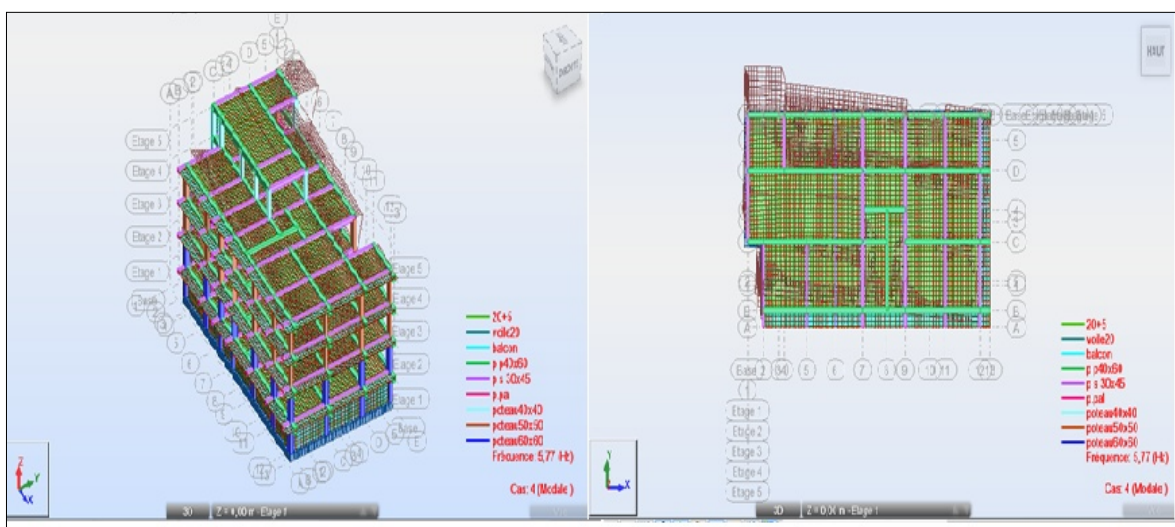


Figure IV .5: Translation selon Y (mode 2) et 3D

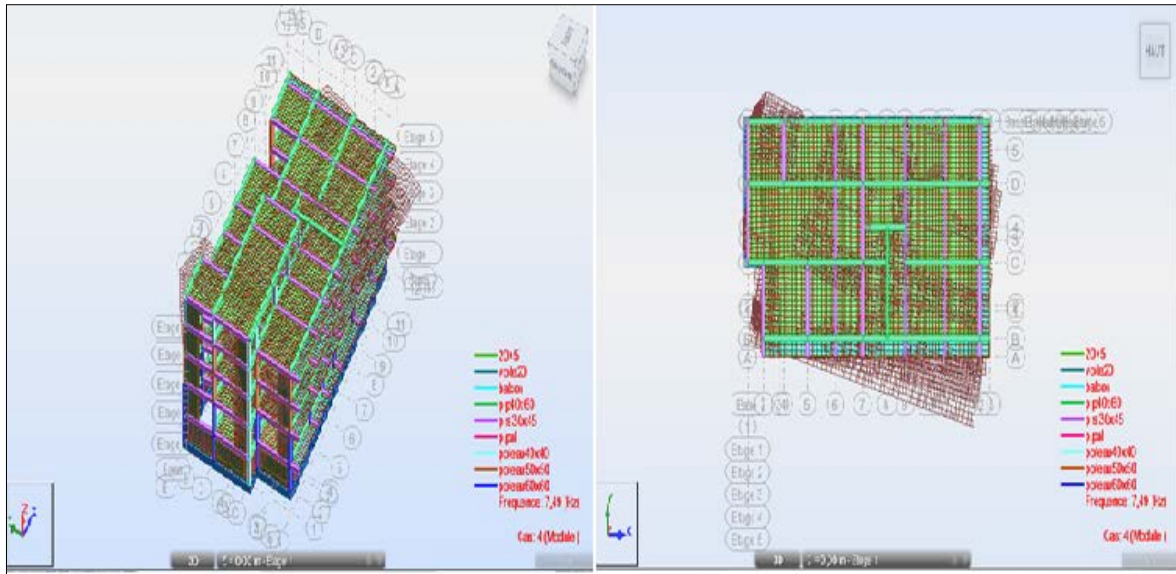


Figure IV .6: Translation selon Z (mode 3) et 3D

IV.12.Calcul et vérification des déplacements :

D’après *le (RPA 99 ver 2003 /A.4.4.3 p51)* le déplacement horizontal de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

δ_K : Déplacement horizontal au niveau k

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par Robot

R: Coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

(K-1) est égal :

Déplacement relatif admissible (toléré) :

$$\Delta_{radm} = 1\%h_e$$

h_e : Hauteur d’étage

La vérification du déplacement relatif de tous les niveaux est effectuée sur le tableau suivant :

Niveau	$\delta_{ek}(cm)$		$\delta_k(cm)$				$\bar{\Delta} = 1\% h_e$ (cm)	Observation
	Sens x	Sens-y	Sens x	Sens-y	Sens x	Sens-y		
1	0,4	0,2	1,6	0,8	1,6	0,8	2,81	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots cv$
RDC	0,3	0,0	1,2	0	0,4	0,8	3,5	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
3	0,4	0,0	1,6	0	0,4	0	3,23	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots cv$
4	0,5	0,1	2	0,4	0,4	0,4	3,23	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots cv$
5	0,7	0,1	2,8	0,4	0,8	0	3	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots cv$

Tableau IV.8: vérification des déplacements suivant le sens X et Y

IV.13. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

Calcul V_k :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad avec: \begin{cases} F_t = 0,07 T.V & Si: T > 0,7s \\ F_t = 0 & Si: T \leq 0,7s \end{cases}$$

Avec :

T : la période fondamentale de la structure en secondes

Dans notre cas On a :

$$T = 0,19sec < 0,7sec \Rightarrow F_t = 0 \text{ (RPA 99 Ver2003/4.2.5)}$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par L'expression:

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

$$F_i = \frac{W \times h_i \times (V_t - F_t)}{\sum w_i \times h_i}$$

W_i : Poids propre de l'étage

h_i : Hauteur cumulée à la base de la structure

V_t : Force sismique totale

$$\begin{cases} V_{x,dyn} = 1423,17KN \\ V_{y,dyn} = 1221,44KN \end{cases}$$

RDC :

$$F_{ix} = \frac{V \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} = \frac{1423,17 \times 29592,0909}{158586,517} = 265,59KN$$

RDC :

$$F_{iy} = \frac{V \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} = \frac{1221,44 \times 29592,0909}{158586,517} = 227,91KN$$

Niveau	H _i (m)	W _i (KN)	W _i .h _i	F _{ix} (KN)	F _{iy} (KN)
5	15,77	1278,3819	20160,0825	180,91	155,27
4	12,77	4013,2484	51249,1820	459,91	394,72
3	9,54	4242,4085	40472,5770	363,20	311,72
RDC	6,31	4689,7133	29592,0909	265,56	227,91
1	2,81	6089,8879	17112,585	153,56	1318,19
Σ	/	20313,64	158586,517	1423,14	1221,42

Tableau. V.9 : Récapitulatif de la distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

IV.14.Distribution horizontale des forces sismiques :

D’après le RPA 99 V2003 (article 4.2.6), L’effort tranchant au niveau de l’étage k est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F_t: force concentrée au sommet de la structure

V_k: L’effort tranchant au niveau de l’étage k

V: Force sismique totale.

$$F_t = 0$$

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

$$V_{kX} = \sum_{i=k}^n F_{i.x}$$

$$V_{kY} = \sum_{i=k}^n F_{i,y}$$

➤ **Exemple de calcul étage N⁰-3 :**

$$V_{kX} = \sum_{i=3}^5 F_{i,x} = F_{3,x} + F_{4,x} + F_{5,x}$$

$$V_{kX} = 363,20 + 459,91 + 180,91$$

$$V_{kX} = 1004,02 \text{ KN}$$

$$V_{kY} = \sum_{i=3}^5 F_{i,y} = F_{3,y} + F_{4,y} + F_{5,y}$$

$$V_{kY} = 311,72 + 394,72 + 155,27$$

$$V_{kY} = 861,71 \text{ KN}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	h_i	$F_{ix}(\text{KN})$	$F_{iy}(\text{KN})$	$V_{kx}(\text{KN})$	$V_{ky}(\text{KN})$
5	15,77	180,91	155,27	180,91	155,27
4	12,77	459,91	394,72	640,82	549,99
3	9,54	363,20	311,72	1004,02	861,71
RDC	6,31	265,56	227,91	1269,58	1089,62
1	2,81	153,56	131,80	1401,38	1221,42
Σ	/	1423,14	1221,42	4469,71	3878,01

Tableau IV.10: les efforts tranchants résultants

IV.15. Justification de la stabilité au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$$

➤ **Moment résistant :**

$$M_{rés.i} = W_T \frac{L}{2}$$

-Sens x-x:

$$M_{rés.i.x} = W_T \frac{L_x}{2}$$

$$M_{rés.i.x} = 20313,64 \times \frac{31}{2} = 314861,42 \text{KN.m}$$

-Sens y-y:

$$M_{rés.i.y} = W_T \frac{L_y}{2}$$

$$M_{rés.i.y} = 20313,64 \times \frac{17}{2} = 172665,94 \text{KN.m}$$

➤ **Moment de renversement :****-Sens x-x:**

$$M_{renv.x} = \sum F_{ix} h_i$$

$$M_{renv.x} = 15,77 \times 180,91 + 12,77 \times 459,91 + 9,54 \times 363,20 + 6,31 \times 265,56 + 2,81 \times 153,56$$

$$M_{renv.x} = 14298,11 \text{KN.m}$$

-Sens y-y:

$$M_{renv.y} = \sum F_{iy} h_i$$

$$M_{renv.y} = 15,77 \times 155,27 + 12,77 \times 394,72 + 9,54 \times 311,72 + 6,31 \times 227,91 + 2,81 \times 131,80$$

$$M_{renv.y} = 12271,46 \text{KN.m}$$

-Sens x-x:

$$\frac{M_{rés.i.x}}{M_{renv.x}} = \frac{314861,42}{14298,11} = 22,01 > 1,5 \dots \dots cv$$

-Sens y-y:

$$\frac{M_{rés.i.y}}{M_{renv.y}} = \frac{172665,94}{12271,46} = 14,07 > 1,5 \dots \dots cv$$

La stabilité de la structure au renversement est vérifiée.

IV.16 Justification vis-à-vis de l'effet : P-Δ : (A.5.9 RPA99 ver 2003)

Les effets du second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées audessus du niveau

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k - 1)

h_k : Hauteur de l'étage k

Si : $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du

1° ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (m)		$V_{.kx}$ (KN)	$V_{.ky}$ (KN)	h_k (m)	θ_k		Observation
		Sens x	Sens y				Sens x	Sens y	
1	20313,64	0,016	0,008	1401,38	1221,42	2,81	0,08	0,04	$\leq 0,10$
RDC	14223,7521	0,004	0,008	1269,58	1089,62	3,5	0,01	0,02	$\leq 0,10$
3	9534,0388	0,004	0	1004,02	861,71	3,23	0,01	0	$\leq 0,10$
4	5291,6303	0,004	0,004	640,82	549,99	3,23	0,01	0,01	$\leq 0,10$
5	1278,3819	0,008	0	180,91	155,27	3	0,02	0	$\leq 0,10$

Tableau IV.11: Vérification de l'effort p-Δ

On remarque que $\theta < 0,1$ pour tous les niveaux, on peut conclure donc que l'effet P-Δ peut être négligé pour les deux directions.

Chapitre V :**Les Eléments Structuraux****V.1.Introduction :**

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) horizontaux (poutres).

L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

V.2.Définition :**V.2.1.Poutres :**

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné que les efforts normaux correspondant aux moments fléchissant maximaux sont considérés très faibles.

V.2.2. Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations et sont sollicités à flexion composée.

V.3. Ferrailage des portiques :**V.3.1. Combinaisons d'actions :**

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- G : Charges permanentes;
- P : Charges d'exploitations ;
- E : Efforts sismiques.

V.3.1.a.Les combinaisons prises en compte sont :

-BAEL 91mod99 : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires;

$$1,5G + 1,5Q \Rightarrow E.L.U$$

$$G + Q \Rightarrow E.L.S$$

-RPA99.V2003 : Combinaisons accidentelles;

$$\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow Poutres$$

$$\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow Poteaux$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel Robot autodesk 2015.

V.3.2.1.Ferraillage des poutres :

On distingue deux types de poutres :

Poutres principales $\Rightarrow (60 \times 40) \text{cm}^2$

Poutres secondaires $\Rightarrow (30 \times 45) \text{cm}^2$

V.3.2.1.1.Ferraillage réglementaire :**V.3.2.1.2.a. Recommandations d'articles RPA99/V2003:**

➤ **Armatures longitudinales:** (art 7.5.2.1 p 69)

-Le pourcentage total minimum sera de :

$$A_s \geq A_{min} = 0,5\% b \cdot h$$

-Le pourcentage total maximum :

$$\begin{cases} A_s \geq A_{min} = 4\% b \cdot h \dots \dots \dots \text{en zone courant.} \\ A_s \geq A_{min} = 6\% b \cdot h \dots \dots \dots \text{en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

-La longueur minimale de recouvrement : $L_{recouv} = 40\phi_L \dots \dots \dots$ (zone I)

-Suivant les règles BAEL 91 mod99 :

-La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \dots \dots \dots \text{pour les armatures tendues}$$

➤ **Armatures transversales :** D'après le RPA 99 (art 7.5.2.2)

-Les armatures transversales minimales des poutres sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_{t.min} = 0,003 \cdot S \cdot b$$

avec :

b: Largeur de la section

S: L'espacement des armatures transversales

-Espacement des armatures transversales (les cadres) :

✓ Zone nodale en travée:

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_L; 30 \text{cm}\right)$$

✓ Zone courante:

$$S' \leq \frac{h}{2}$$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2.1.3. Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Robot outodesk-2015", obtient les résultats suivants :

combinaisons	Les sollicitations	Poutre principale (40x60)		Poutre secondaire (30x45)	
		Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
ELU	$M_{max}(KN.m)$	-119,48	81,25	-36,49	43,19
	$N_{cor}(KN)$	0	0	0	0
ELS	$M_{max}(KN.m)$	-87,72	59,53	-26,98	31,62
	$N_{cor}(KN)$	0	0	0	0
Accidentelle	$M_{max}(KN.m)$	-94,66	60,47	-27,71	32,29
	$N_{cor}(KN)$	7,70	30,92	15,61	21,50
Effort tranchant $T(KN)$		90,49		32,41	

Tableau V.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants (terrasse)

V.3.2.1.4. Exemple de calcul :

Poutre principale de section $(40 \times 60)cm^2$

a-Armatures longitudinales :

➤ Conditions imposées par le RPA99/V2003 :

Poutre principales: $A'_{min} = 0,005 \times 40 \times 60 = 12cm^2$

Poutre secondaires: $A'_{min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75cm^2$

➤ Conditions imposées par le BAEL91mod99 :

Poutre principales: $A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 40 \times 54 = 2,61cm^2$

Poutre secondaires: $A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 40,5 = 2,61cm^2$

à-ELU :

En travée :

$$M_t^u = 81,25KN.m$$

$$f_e = 400MPa, \sigma_s = 348MPa, \bar{\sigma}_b = 14,2MPa$$

$$\mu_l = 0,392, \mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0; \text{ avec: } \mu = \frac{M^u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha), \alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu})/0,8$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,6 = 0,54m$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{u.tra}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{81,25 \times 10^3}{14,20 \times 40 \times (54)^2} = 0,049$$

$$\mu = 0,062 \leq \mu_l = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,062$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,975$$

➤ **Détermination des armatures:**

$$A = \frac{M_{u.tra}}{\bar{\sigma} \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A = \frac{81,25 \times 10^3}{348 \times 0,97 \times 54}$$

$$A_{cal} = 4,46cm^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{min}, A'_{min}) = 12cm^2$$

➤ **Choix des armatures:**

$$6HA16 \text{ donc } A_{adopte} = 12,06cm^2$$

à-ELS :

Le calcul se fait selon les règles de *CBA 93* et *BAEL91* la fissuration est considérée comme préjudiciable.

➤ **Vérification des contraintes :**

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 - \eta A(d - y) = 0$$

$$\frac{100}{2}y^2 - 15 \times 12,06(54 - y) = 0$$

$$50y^2 + 180,9y - 9768,6 = 0$$

$$\Delta = 1986444,8 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 1409,41$$

$$y = 12,28cm$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta \cdot A (d - y)^2 = \frac{100}{3}(12,28)^3 + 15 (12,06)(54 - 12,28)^2$$

$$I = 376593,82cm^3$$

-Les contraintes :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{yM_{ser}}{I} = \frac{12,28 \times 59,53 \times 10^3}{376593,82} = 1,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{59,53 \times 10^3}{376593,82} \right) (54 - 12,28)$$

$$\sigma_s = 98,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

-Les forces de cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{90,49 \times 10^3}{40 \times 54 \times 10^2} = 0,42 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15F_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,42 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

Sur appuis :

Cas fondamentaux :

à-ELU :

$$M_a^u = -119,48 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{119,48 \times 10^3}{14,20 \times 40 \times (54)^2} = 0,072$$

$$\mu = 0,072 \leq \mu_l = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,093$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,962$$

➤ Détermination des armatures:

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A_a^u = \frac{119,48 \times 10^3}{348 \times 0,96 \times 54} = 6,60 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{min}, A'_{min}) = 12 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures:**

$$6HA16 \text{ donc } A_{adopte} = 12,06cm^2$$

à-ELS :

➤ **Vérification des contraintes :**

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 - \eta A(d - y) = 0$$

$$\frac{100}{2}y^2 - 15 \times 12,06(54 - y) = 0$$

$$50y^2 + 180,9y - 9768,6 = 0$$

$$\Delta = 1986444,8 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 1409,41$$

$$y = 12,28cm$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta \cdot A (d - y)^2 = \frac{100}{3}(12,28)^3 + 15 (12,06)(54 - 12,28)^2$$

$$I = 376593,82cm^3$$

-Les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{yM_{ser}}{I} = \frac{12,28 \times 119,48 \times 10^3}{376593,82} = 3,89MPa$$

$$\sigma_{bc} = 3,89MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots cv$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{119,48 \times 10^3}{376593,82} \right) (54 - 12,28)$$

$$\sigma_s = 198,54MPa < \bar{\sigma}_s = 201,6MPa \dots \dots cv$$

-Les forces de cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{90,49 \times 10^3}{40 \times 54 \times 10^2} = 0,42MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15F_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2,5MPa$$

$$\tau_u = 0,42MPa \leq \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots \dots cv$$

-Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{max} = 90,49KN$$

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$T_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 54 = 48,6cm$$

$$T_u = 9049N < 0,267 \times 48,6 \times 40 \times 25 = 12976,2N$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

➤ **Armature transversale :*****Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10}\right)$$

avec :

h: Hauteur totale de la poutre

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b: Largeur d'ame de la poutre

$$\phi_{t,max} \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{600}{35}; 16; \frac{400}{10}\right)$$

$$\phi_{t,max} \leq \min(17,14; 16; 40)$$

$$\phi_{t,max} \leq 16mm$$

On prend : $\phi_t = 10mm$ de nuance d'acier FeE400

***Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le RPA 99 / version 2003 (Art 7.5.2.2) on a :

-Zone nodale :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30cm\right)$$

$$S_t = \min\left(\frac{60}{4}; 12\phi_t; 30cm\right)$$

On prend : **S_t = 10cm**

-Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 30cm$$

On prend : $S_t = 20cm$

➤ **Armatures minimales:**

-Zone nodale:

$$A_{t.min} = 0,003.S.b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9cm^2$$

-Zone courante :

$$A_{t.min} = 0,003.S.b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8cm^2$$

➤ **Choix des armatures:**

-Zone nodale :

$$A_t = n. \varphi_t = 4 \times \varphi_{10} = 3,16cm^2 > 0,9$$

-Zone courant :

$$A_t = n. \varphi_t = 4 \times \varphi_{10} = 3,16cm^2 > 1,8$$

***Longueur de répartition des armatures transversales de la zone nodale :**

$$S_t = 10cm$$

$$L' = 2h = 2 \times 0,6 = 1,2m$$

$$A_t = n. \varphi_t = 4 \times \varphi_{10} = 9,48cm^2 > 0,9$$

⇒ [12(cadre + étrier) pour 1,2m]

***Longueur de recouvrement des armatures longitudinales:**

$$L_r = 40. \varnothing_{L.max}$$

➤ **Calcul les armatures longitudinales selon BAEL 91 mod99 :**

Les résultats de calcul a l'E.L.U sont résumés dans le tableau suivant :

<i>niveau</i>	<i>poutre</i>	<i>zone</i>	<i>b</i>	<i>h</i>	M_u	μ	α	β	A_t
<i>terrasse</i>	<i>P. Principales (60x40)</i>	<i>En travée</i>	400	600	81,25	0,049	0,063	0,97	4,46
		<i>Sur appui</i>	400	600	-119,48	0,072	0,094	0,69	6,60
	<i>p. secondaire (45x30)</i>	<i>En travée</i>	300	450	43,19	0,062	0,08	0,96	3,17
		<i>Sur appui</i>	300	450	-36,49	0,052	0,067	0,97	2,66
<i>étage</i>	<i>P. Principales (60x40)</i>	<i>En travée</i>	400	600	110,93	0,067	0,087	0,96	6,12
		<i>Sur appui</i>	400	600	-207,73	0,125	0,168	0,93	11,85
	<i>p. secondaire (45x30)</i>	<i>En travée</i>	300	450	60,15	0,074	0,096	0,962	4,44
		<i>Sur appui</i>	300	450	-77,25	0,095	0,125	0,950	5,77

Tableau V.2 : Les résultats de calcul les armatures longitudinales a l'E.L.U

➤ **Vérification vis –à vis de l'état limite de service :**

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

niveau	poutre	zone	M_{ser}	$\bar{\sigma}_s$	σ_s	$\bar{\sigma}_b$	σ_b	τ	$\bar{\tau}$	observation
terrasse	p. principales (60x40)	En travée	59,53	201,6	98,92	15	1,94	0,42	2,5	cv
		Sur appui	-87,72	201,6	198,54	15	3,89	0,26	2,5	cv
	p. secondaire (45x30)	En travée	31,62	201,6	120,9	15	3,5	0,42	2,5	cv
		Sur appui	-26,98	201,6	160,8	15	4,8	0,26	2,5	cv
étage	p. principales (60x40)	En travée	79,49	201,6	125,9	15	3,6	0,42	2,5	cv
		Sur appui	-141,99	201,6	190,9	15	6,1	0,26	2,5	cv
	p. secondaire (45x30)	En travée	42,43	201,6	162,2	15	4,7	0,42	2,5	cv
		Sur appui	-54,59	201,6	187,4	15	5,8	0,26	2,5	cv

Tableau.VI.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.

***Remarque :**

Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci-dessus ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

Niveau	Type des poutres		$A_{min} (cm^2)$		$A_{cal} (cm^2)$	Barres choisies	$A_{cor} (cm^2)$	Longueur de recouvrement (cm)
			B.A.E.L	R.P.A				
terrasse	P. principales (60x40)	En travée	2,16	12	4,46	6HA16	12,06	70
		Sur appui	2,16	12	6,60	6HA16	12,06	70
	P. secondaires (45x30)	En travée	1,47	6,75	3,17	6HA12	6,79	60
		Sur appui	1,47	6,75	2,66	6HA12	6,79	60
étage	P. principales (60x40)	En travée	2,16	12	6,12	6HA16	12,06	70
		Sur appui	2,16	12	11,85	2HA12+6HA16	14,32	85
	P. secondaires (45x30)	En travée	1,47	6,75	4,44	6HA12	6,79	60
		Sur appui	1,47	6,75	5,77	4HA12+2HA14	7,6	60

Tableau.VI.4 : Tableau récapitulatif des ferrillages des poutres.

V.3.2.1.5. Schéma de ferrillage des poutres :

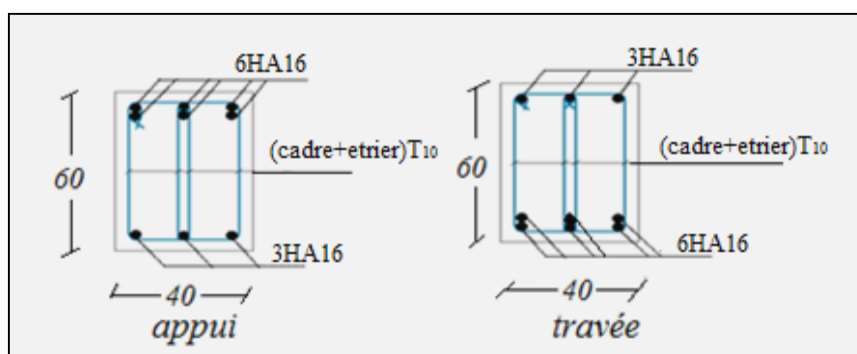


Figure V.1 : Schéma de ferrillage des poutres principales (terrasse).

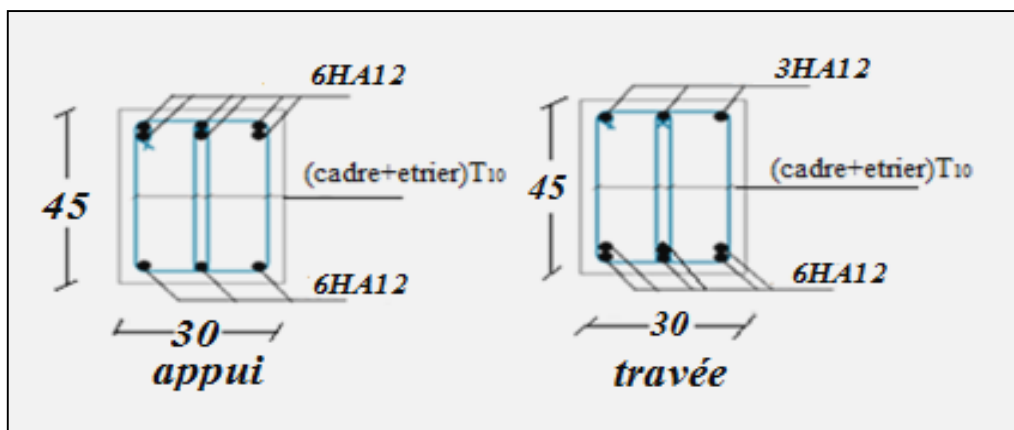


Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires (terrasse).

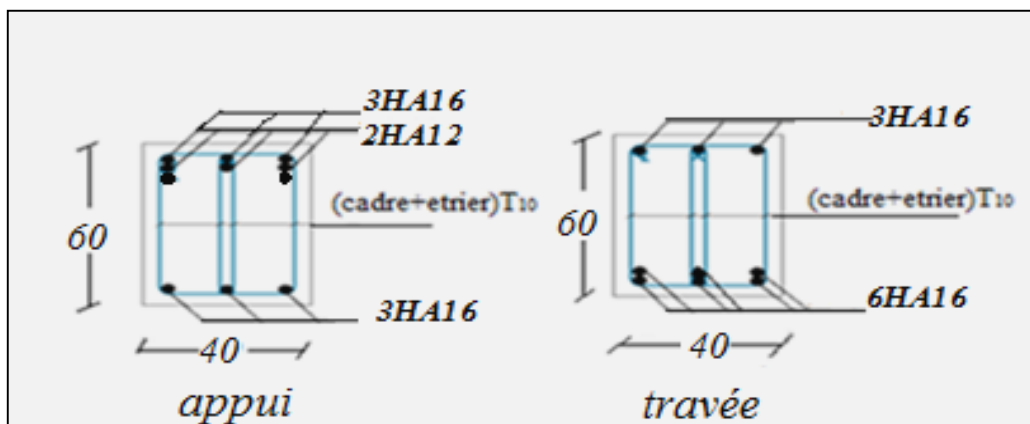


Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres principales (étage).

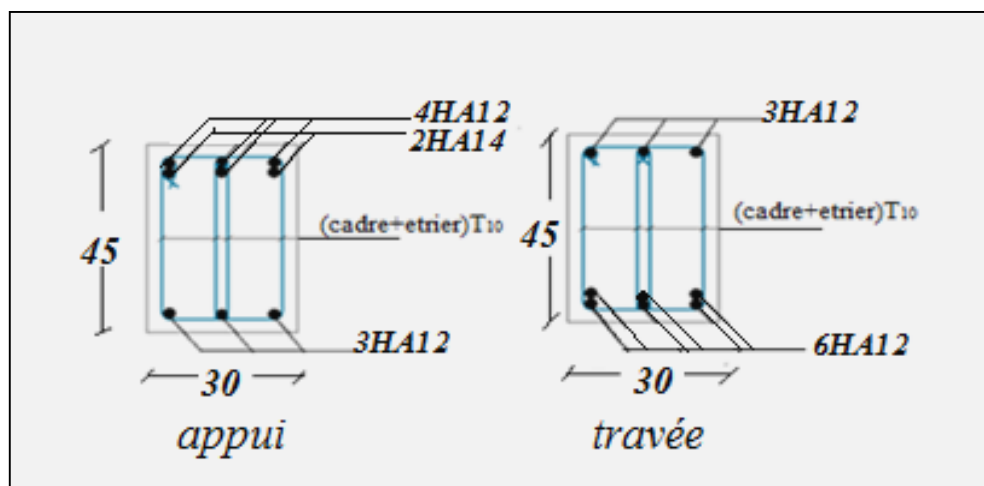


Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires (étage).

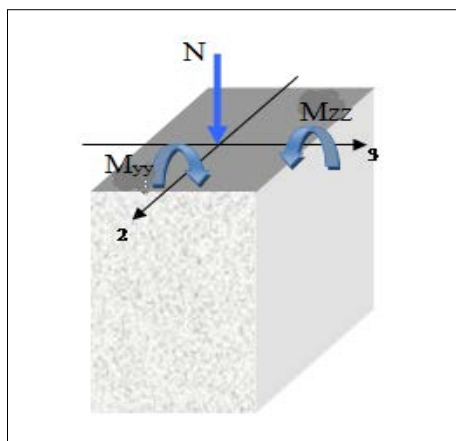


Figure V.6 : Sollicitations sur les poteaux.

V.3.2.2.1. Armatures longitudinales :

➤ **Condition imposée par le:** (A.7.4.2.1 p 113.RPA99/V2003)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de **70 %** (zone I).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Φ** (zone I)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques)

➤ **Le pourcentage minimal d'armatures sera $0,7\% \times b \times h$:**

–Poteau (40 × 40): $A_{\min} = 0,007 \times 40 \times 40 = 11,2\text{cm}^2$

–Poteau (50 × 50): $A_{\min} = 0,007 \times 50 \times 50 = 17,5\text{cm}^2$

–Poteau (60 × 60): $A_{\min} = 0,007 \times 60 \times 60 = 25,2\text{cm}^2$

➤ **Le pourcentage maximal en zone de recouvrement de $6\% \times b \times h$:**

–Poteau (40 × 40): $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$

–Poteau (50 × 50): $A_{\max} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150\text{cm}^2$

–Poteau (60 × 60): $A_{\max} = 0,06 \times 60 \times 60 = 216\text{cm}^2$

➤ **Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times b \times h$:**

–Poteau (40 × 40): $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$

–Poteau (50 × 50): $A_{\max} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100\text{cm}^2$

–Poteau (60 × 60): $A_{\max} = 0,04 \times 60 \times 60 = 144\text{cm}^2$

V.3.2.2.2. Armatures transversales: (aet.A.7.4.2.2.B.U.A.L)

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

➤ **Le rôle des armatures transversales consiste à :**

Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

Positionner les armatures longitudinales

➤ **Détermination de la zone nodale :**

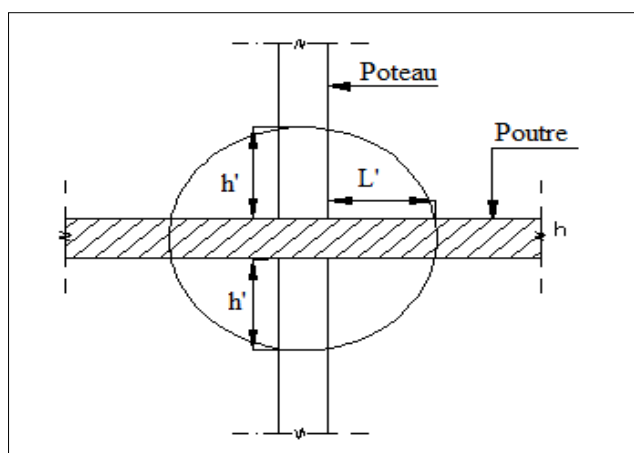


Figure V.7 : La zone nodale

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2h$$

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

Avec :

h: hauteur de la poutre

b: section d'un poteau

h_e : hauteur libre entre deux étages.

Donc pour les poteaux on na :

$$-Type1 \Rightarrow (40 \times 40)cm^2: h' = 40cm$$

$$-Type2 \Rightarrow (50 \times 50)cm^2: h' = 50cm$$

$$-Type1 \Rightarrow (60 \times 60)cm^2: h' = 60cm$$

***Remarque :**

Lorsque le poteau est soumis à la flexion composée, le ferrailage trouvé pour un côté est disposé de manière symétrique dans le côté opposé

Le ferrailage sera calculé pour chaque série de poteau.

On calcule le ferrailage par rapport à l'axe 2-2 et l'axe 3-3 puisqu'il existe deux moments M_{yy} et M_{zz} , on obtient un ferrailage total symétrique.

V.3.2.2.3.Exemple du calcul : poteau (40/40)

Soit le poteau:

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h = 36 \text{ cm}$$

$$c = 2,5 \text{ cm}$$

	Combinaison	E.L.U	E.L.S	E.L.A
Cas 1	$N_{max}(KN)$	304,70	223,47	225,98
	$M_{z.cor}(KN.m)$	36,83	26,48	24,97
	$M_y(KN.m)$	12,47	9,03	5,73
Cas 2	$N_{cor}(KN)$	222,96	163,58	167,74
	$M_{z.max}(KN.m)$	77,23	56,43	58,06
	$M_y(KN.m)$	42,48	31,07	17,95
Cas 3	$N_{min}(KN)$	332,44	241,07	239,69
	$M_{y.cor}(KN.m)$	71,05	47,31	47,12
	$M_z(KN.m)$	28,31	18,75	18,98

Tableau. V.5 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts normaux pour poteau (40/40)

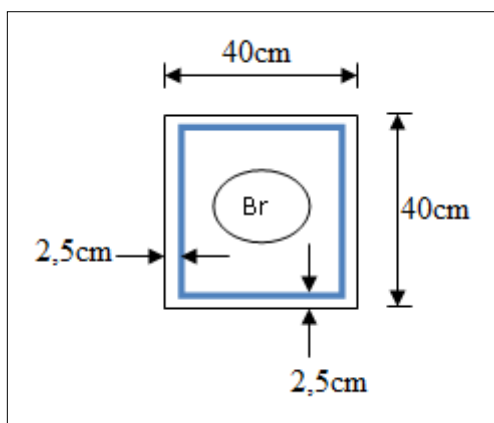


Figure V.8 : Section réduit de béton

à-ELU :

1^{er} cas

Sens x-x :

$$\begin{cases} N_u = 304,70 \text{ KN} \\ M_u = 36,89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-L'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{36,89}{304,70} = 0,120 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{300}{250}\right)$$

$$e_a = 0,02 \text{ m}$$

$$\phi = 2$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_{ser}}\right) \Rightarrow \alpha = 10 \left(1 - \frac{36,83}{1,5 \times 26,48}\right) = 0,7$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times (0,7 \times 3)^2}{10000 \times 0,40} (2 + 0,7 \times 2)$$

$$e_2 = 0,001 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0,141 \text{ m}$$

-Calcul le coefficient de remplissage ψ :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}} = \frac{304,70 \times 10^3}{400 \times 400 \times 14,2} = 0,1341$$

$$\text{Donc : } \psi_1 \leq 0,81 \Rightarrow f(\psi_1)$$

-Calcul l'excentricité critique relative ζ :

$$\psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,13}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,13})} = 0,162$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0,162 \times 0,40 = 0,064$$

$e = 0,141m > e_{Nc} = 0,064m \Rightarrow$ **Section partiellement comprimée**

-Dimensionnement des sections partiellement comprimée :

-Calcul le moment de Moment fictif :

Avec :

$$M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uf} = 304,70 \left(0,141 + 0,36 - \frac{0,40}{2} \right) = 91,71KN.m$$

On calcul les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif $M_{uFictif}$

-Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

-Calcul le moment réduit ultime :

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{91,71 \times 10^3}{14,20 \times 400 \times (360)^2} = 0,124$$

$$\mu = 0,124 \leq \mu_l = 0,392$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1,15 \times 2 \times 10^5} = 1,739$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + \varepsilon_{se}} = 0,668$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,166$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,93$$

-Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{91,71 \times 10^6}{348 \times 0,93 \times 360} = 787,14 \text{mm}^2 = 7,87 \text{cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{Fc1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 787,14 - \frac{304,70 \times 10^3}{100 \times 348} = 778,38 \text{mm}^2 = 7,78 \text{cm}^2$$

La section d'acier comprimés $\bar{A}_s = 7,87 \text{cm}^2$

La section d'acier tendus $A_s = 7,78 \text{cm}^2$

-Sens Y-Y :

$$\begin{cases} N_u = 304,70 \text{KN} \\ M_u = 12,47 \text{KN.m} \end{cases}$$

-L'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{12,47}{304,70} = 0,040 \text{m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{cm}, \frac{300}{250}\right)$$

$$e_a = 0,02 \text{m}$$

$$\varnothing = 2$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_{ser}}\right) \Rightarrow \alpha = 10 \left(1 - \frac{36,83}{1,5 \times 26,48}\right) = 0,7$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\varnothing) = \frac{3 \times (0,7 \times 3)^2}{10000 \times 0,40} (2 + 0,7 \times 2)$$

$$e_2 = 0,001 \text{m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0,061 \text{m}$$

Calcul le coefficient de remplissage ψ :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}} = \frac{304,70 \times 10^3}{400 \times 400 \times 14,2} = 0,1341$$

$$\text{Donc : } \psi_1 \leq 0,81 \Rightarrow f(\psi_1)$$

-Calcul l'excentricité critique relative ζ :

$$\psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,13}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,13})} = 0,162$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0,162 \times 0,40 = 0,064$$

$$e = 0,061m < e_{Nc} = 0,064m \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée}$$

-La règle du millième :

$$A_{cal} = 4cm^2 \times \text{périmètre en (m)} = 4 \times 4 \times 0,4 = 6,4cm^2$$

$$A_{cal} = A_{sx} + A_{sy} = 14,27cm^2$$

Choix des armatures :

$$A_{adopte} = 2HA14 + 6HA16 \text{ avec } A_s = 15,13cm^2$$

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

Il faut vérifier que : $\tau_{u_{max}} \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{On : } T_{u_{max}} = 145,12kN \Rightarrow \tau_{u_{max}} = \frac{T_{u_{max}}}{b \cdot d} = \frac{145,12 \cdot 10^3}{400 \cdot 360} = 1,00Mpa$$

$$\text{On à aussi : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b}, 4Mpa\right) = \min\left(\frac{0,15 \cdot 25}{1,5}, 4Mpa\right)$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 Mpa$$

$$\Rightarrow \tau_{u_{max}} = 1,00Mpa < \bar{\tau}_u = 2,5 Mpa \rightarrow cv$$

Donc pas de risque de cisaillement.

$$A_{s,min} \geq \max\left\{\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

$$A_{s,min} \geq \max\left\{\frac{40 \times 40}{1000}; 0,23 \times 40 \times 36 \times \frac{2,1}{400}\right\}$$

$$A_{s,min} \geq 1,74 \dots \dots cv$$

➤ **Pourcentage minimal exigé par RPA: (zone I)**

$$A_{RPA} = 0,7\% b \times h = 0,007 \cdot 40 \cdot 40 = 11,2 cm^2$$

$$A_s = 15,13 cm^2 > 11,2 cm^2 \dots \dots cv$$

➤ **Pourcentage maximal exigé par RPA: (zone I)**

zone courante.

$$4\% b \times h = 0,04 \cdot 40 \cdot 40 = 64cm^2 > A_s = 15,13cm^2 \rightarrow cv$$

zone de recouvrement.

$$6\% b \times h = 0,06 \cdot 40 \cdot 40 = 96cm^2 > A_s = 15,13cm^2 \rightarrow cv$$

la longueur maximale de recouvrement.

$$40\phi_l = 40 \times 1,6 = 64 cm$$

➤ **Vérification de flambement :**

Sans x-x :

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left\{ 15; \frac{20e_x}{h} \right\} = \max \left\{ 15; \frac{20 \times 0,141}{0,4} \right\} = 15$$

$$5,25 < 15 \dots \dots cv$$

Sans y-y :

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left\{ 15; \frac{20e_y}{h} \right\} = \max \left\{ 15; \frac{20 \times 0,061}{0,4} \right\} = 15$$

$$5,25 < 15 \dots \dots cv$$

➤ **Les armatures transversales:** *D'après le RPA 99 (A.7.4.2.2)*

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

➤ **Espacement :**

La valeur maximale est fixée comme suit :

Dans la zone nodale (zone I)

$$t \leq \min(10\phi_1; 15cm)$$

On prend une valeur de $t=10cm$

Dans la zone courante (zone I)

$$t' \leq 15\phi = 14cm$$

Φ : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

On prend la valeur de $t'=15cm$.

Détermination de l'élancement géométrique du poteau λ_g :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,00}{0,40} = 5,25 \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

➤ **Détermination de A_t :**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \times t = \frac{3,75 \times 145,12 \times 10^3 \times 140}{400 \times 400} = 476,17 \text{mm}^2 = 4,76 \text{cm}^2$$

$$A_t = 4,76 \text{cm}^2 \text{ soit } 3\text{HA}12 + 3\text{HA}8 \text{ donc } A_{\text{adoption}} = 4,9 \text{cm}^2$$

➤ **Vérification des cadres des armatures minimales :**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{t \cdot b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

$$\text{Dans notre cas } \lambda_g = 5,25 \Rightarrow \frac{A_t}{t \cdot b} = 0,87 \geq 0,3\%$$

Alors la condition est vérifiée.

➤ **Vérification à L'ELS :**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

-les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de $(M_{ser}; N_{ser})$

-La fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier

-La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa}$

Les poteaux sont calculée en flexion composée, et pour calculée la contrainte σ_{bc} de chaque section il faut suivre l'organigramme de la flexion composée suivant à l'ELS

$$B_0 = b \times h + 15(A_1 + A_2)$$

$$B_0 = 40 \times 40 + 15(7,87 + 6,4) = 1814,05 \text{cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 C + A_2 d) \right] = 19,70 \text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 40 - 19,71 = 20,29 \text{cm}$$

-Calcul de l'excentricité :

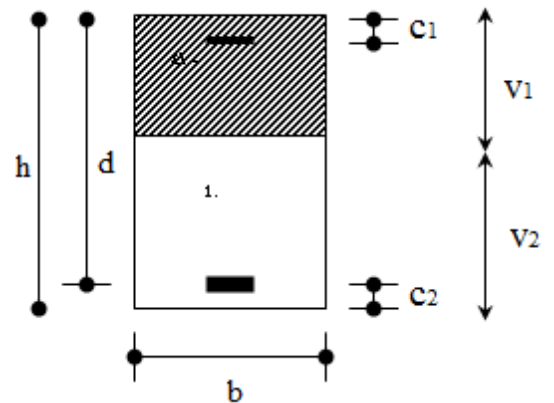
$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{26,48}{223,47} = 0,11 \text{m} = 11 \text{cm}$$

M_{ser} : Un moment de flexion

N_{ser} : est un effort de compression

On a ;

$$e_0 \leq \frac{1}{(B_0 \cdot V_2)} = \frac{1}{(1814,05 \times 20,29)} = 2,71 \cdot 10^{-5}$$



Donc :

-La section est partiellement comprimée, il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$$

-La fissuration est préjudiciable, que la contrainte dans les aciers le-dus ne dépasse pas la limite admissible :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} = \min(266,6; 201,63) = 201,63 \text{ Mpa}$$

➤ **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Le calcul est relativement complexe s'effectue comme suit :

$$c = \frac{h}{2} - e = \frac{40}{2} - 11 = 9 \text{ cm}$$

$$p = -3c^2 - 90A'_s \frac{c - c'}{b} + 90A_s \frac{d - c}{b}$$

$$p = -3(9)^2 - 90 \times 7,78 \frac{9 - 2,5}{40} + 90 \times 7,87 \times \frac{36 - 9}{40} = 121,32 \text{ cm}^2$$

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

$$q = -2 \times 9^3 - 90 \times 7,78 \frac{(9 - 2,5)^2}{40} - 90 \times 7,87 \times \frac{(36 - 9)^2}{40} = -15106,35 \text{ cm}^2$$

On résout l'équation du troisième degré : $z^3 + pz + q = 0$

On calcule :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = 2,28 \times 10^8 > 0 \text{ donc: } t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) = 15110,72 \text{ } u = \sqrt[3]{t} = 24,72$$

$$Z = u - \frac{p}{3u} = 24,72 - \frac{121,32}{3 \times 24,72} = 23,08 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = z + c = 23,08 + 9 = 32,08 \text{ cm}$$

On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2]$$

$$I = \frac{40 \times 32,08^3}{3} + 15[7,87(36 - 32,08)^2 + 7,78(32,08 - 2,5)^2] = 542531,90 \text{ cm}^4$$

-Les contraintes valent :

$$\sigma_{bc} = \frac{Z \cdot N_{ser}}{I} y_{ser} = \frac{23,08 \times 10 \times 223,47 \times 10^3}{542531,90 \times 10^4} \times 32,08 \times 10 = 3,04 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 3,04 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots \dots \text{ cv}$

$$\sigma_s = 15 \frac{Z \cdot N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 5,58 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 5,58 \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \dots \dots cv$$

V.3.2.2.4. Calcul numérique :

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé un logiciel de calcul (SOCOTEC et EXPERT), qui calcul selon les règles BAEL (section rectangulaire). Les résultats des sections sont résumés dans le tableau suivant :

*Poteau type II (50/50) :

Soit le poteau:

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h = 45 \text{ cm}$$

$$c = 2,5 \text{ cm}$$

	Combinaison	E.L.U	E.L.S	E.L.A
Cas 1	$N_{max}(KN)$	958,88	691,66	701,41
	$M_{y.cor}(KN.m)$	5,78	4,93	14,03
	$M_z(KN.m)$	5,56	4,73	3,54
Cas 2	$N_{cor}(KN)$	62,78	44,72	50,77
	$M_{y.max}(KN.m)$	344,30	251,13	243,57
	$M_z(KN.m)$	19,02	13,24	2,58
Cas 3	$N_{min}(KN)$	57,63	42,11	18,96
	$M_{y.cor}(KN.m)$	22,20	16,21	25,69
	$M_z(KN.m)$	20,62	14,88	1,67

Tableau. V.6 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux pour poteau (50/50)

***Poteau type III (60/60) :**

Soit le poteau:

b= 60cm

h= 60cm

d= 0,9h= 54cm

c=2,5cm

		<i>Combinaison</i>	<i>E.L.U</i>	<i>E.L.S</i>	<i>E.L.A</i>
<i>Cas 1</i>	$N_{max}(KN)$		1710,15	1227,62	1243,92
	$M_{y,cor}(KN.m)$		126,49	84,10	86,33
	$M_z(KN.m)$		76,10	50,33	51,96
<i>Cas 2</i>	$N_{cor}(KN)$		1272,50	911,03	908,16
	$M_{y,max}(KN.m)$		127,70	84,97	85,23
	$M_z(KN.m)$		3,57	2,25	4,70
<i>Cas 3</i>	$N_{min}(KN)$		983,23	705,17	394,72
	$M_{y,cor}(KN.m)$		68,81	45,61	3,05
	$M_z(KN.m)$		8,04	5,05	1,24

Tableau. V.7: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux pour poteau (60/60)

***Les Armatures longitudinales :**

	<i>Poteau</i>	<i>Section (cm²)</i>	$A_{cal}(B.A.E.L)$ (cm ²)	$A_{min}(R.P.A)$ (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	<i>Adaptation (cm²)</i>
<i>Cas1</i>	<i>Type 1</i>	(60/60)	33,27	25,2	35,72	4HA25+8HA14
	<i>Type 2</i>	(50/50)	16	17,5	18,85	6HA20
	<i>Type 3</i>	(40/40)	14,27	11,2	14,32	6HA16+2HA12
<i>Cas2</i>	<i>Type 1</i>	(60/60)	35,8	25,2	37,70	12HA20
	<i>Type 2</i>	(50/50)	25	17,5	25,13	8HA20
	<i>Type 3</i>	(40/40)	32,2	11,2	32,17	4HA32
<i>Cas3</i>	<i>Type 1</i>	(60/60)	36	25,2	37,70	12HA20
	<i>Type 2</i>	(50/50)	25	17,5	25,13	8HA20
	<i>Type 3</i>	(40/40)	15,2	11,2	15,39	10HA14

Tableau. V.8 : Ferrailage des armatures longitudinales

***Détermination des sections sans X-X :**

Section Cm ²	e_x (m)	ψ_1 $\leq 0,81$	ξ	e_{NC} (m)	$e < e_{NC}$	S.E.C
					$e > e_{NC}$	S.P.C
40x40	0,141	0,13	0,162	0,064	$e > e_{NC}$	S.P.C
50x50	0,033	0,27	0,15	0,078	$e < e_{NC}$	S.E.C
60x60	0,099	0,30	0,16	0,092	$e > e_{NC}$	S.P.C

Tableau V.9: désignations les Section partiellement et entièrement comprimée sans X

***Détermination des sections sans Y-Y :**

Section Cm ²	e_y (m)	ψ_1 $\leq 0,81$	ξ	e_{NC} (m)	$e < e_{NC}$	S.E.C
					$e > e_{NC}$	S.P.C
40x40	0,061	0,13	0,162	0,064	$e > e_{NC}$	S.E.C
50x50	0,026	0,27	0,15	0,075	$e < e_{NC}$	S.E.C
60x60	0,07	0,33	0,154	0,092	$e > e_{NC}$	S.P.C

Tableau V.10 : désignations les Section partiellement et entièrement comprimée sans Y

Les résultats de ferrailage longitudinale sont regroupe dans le tableau suivant :

Section Cm ²	$A_{s.calc}$ (cm ²)	$A_{s.min}$ (cm ²) B.A.EL	$A_{s.min}$ (cm ²) R.P.A	A_{max} (cm ²) Zone courante R.P.A	A_{max} (cm ²) Zone recouvrement R.P.A	A_s^{min} retenue (cm ²)
40x40	14,27	1,74	11,2	64	96	14,27
50x50	16	2,7	17,5	100	150	16
60x60	45,47	3,9	25,2	144	216	45,47

Tableau V.11: Ferrailage longitudinale des poteaux selon condition RPA et BAEL

Section Cm^2	Ferrailage longitudinale		
	A_s^{\min} retenue (cm^2)	A_s adopte (cm^2)	CHOIX
40x40	14,27	16,07	8HA16
50x50	16	16,07	8HA16
60x60	33,27	37,68	12HA20

Tableau V.12: choix des armatures longitudinales.

***Les armatures transversales :**

Les résultats de ferrailage transversal sont regroupe dans le tableau suivant:

Section	$T_{u,max}$ KN	τ	$\bar{\tau}$	λ_g	ρ_a	$A_{t,cal}$	A_{adop}	f_e	t (cm) Zone nodale	t' (cm) Zone courante	Choix
(60/60)	74,50	0,22	2,5	3,23	4,08	1,16	2,01	400	15	15	12HA20
(50/50)	37,47	0,2	2,5	4,52	2,5	6,5	6,61	400	15	14	8HA16
(40/40)	145,12	1	2,5	5,25	3,75	4,76	4,9	400	15	14	8HA16

Tableau V.13 : Ferrailage des armatures transversales

V.3.2.2.5. Vérification à E.L.S :

section	N_{ser} (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y_{ser} (m)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)
(60/60)	1227,62	84,10	81228174,68	130,6	3,03	cv	29,51	cv
(50/50)	251,13	44,72	283508,93	3,31	5,58	cv	1,99	cv
(40/40)	223,47	26,48	542531,90	32,08	3,04	cv	5,58	cv

Tableau V.14 : Vérification des contraintes à l'ELS.

V.3.2.2.6. Schéma de ferrailage :

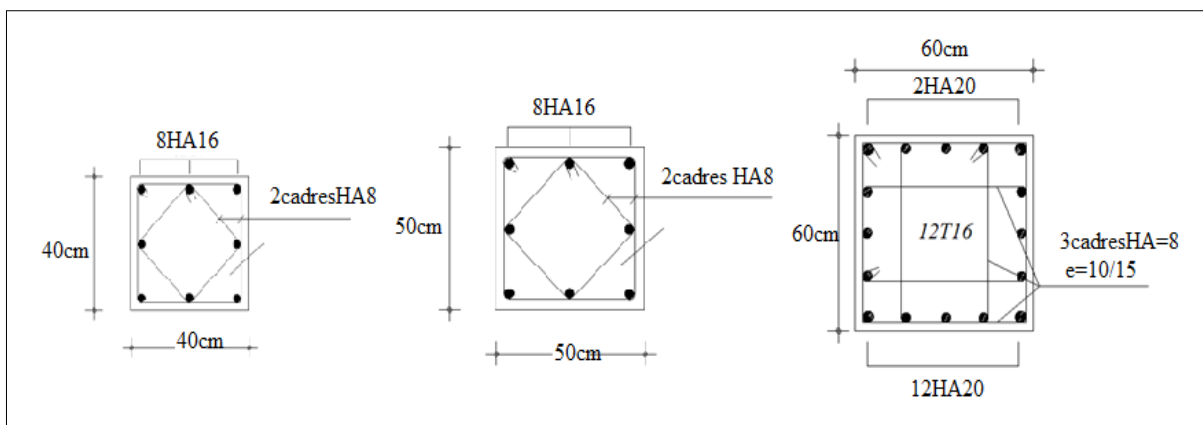


Figure V.9 : Schéma de ferrailage des poteaux

V.4.Calcul des voiles :

V.4.1.Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

V.4.2.Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant, efforts tranchants et l'effort normal. La disposition des voiles sera menée de la manière suivante :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

V.4.3.Combinaison

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$1,35G + 1,5Q$$

$$G + Q \mp 1,2E_x$$

$$G + Q \mp 1,2E_y$$

Le ferrailage vertical sera disposé de tel sort qu'il prendra les contraintes de flexion composée :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être reprise en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de **0.20%** de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de **(1/10)** de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à **15 cm**.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

V.4.4.Ferrailage horizontal :

Les armatures horizontales sont disposées selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet à 135° ayant une largeur de 10Φ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.4.5.Règles communes :

Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales est :

-Globalement dans la section du voile égale à 0.15%.

En zone courante égale à 0.10%.

-L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S \leq 1,5e$ avec e : Epaisseur du voile.

$S \leq 30$ cm

-Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins quatre épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieur.

-Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

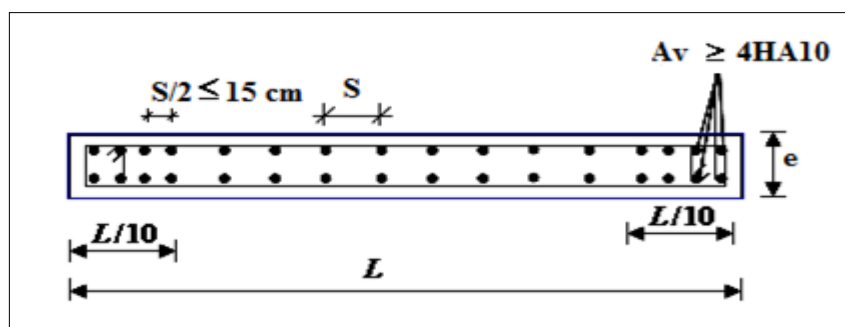


Figure V.10 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

V.4.6.Ferrailage vertical:

Le calcul se fera pour des bondes verticales dont largeur "**d**" est déterminé à partir de:(Art 7.7.4 RPA99/ Version 2003).

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{3L'}{3}\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L' : la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise ra la méthode des contraintes.

Pour le ferrailage on a partagé l'ouvrage en deux zones.

Zone I : RDC-1^{ère} étage.

Zone II : 2^{ème}-3^{ème} étage.

V.4.7.Exemple de calcul d'un voile plein :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles V_4 ($L=4,2m$) en zone I :

Détermination des sollicitations:

$$M = 479,24KN.m$$

$$N = 1187,17KN$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,20 \times 4,2^3}{12} = 1,23m^4$$

$$\Omega = e \times L = 0,20 \times 4,2 = 0,84m^2$$

$$V = \frac{h}{2} = \frac{4,2}{2} = 2,1m$$

Avec:

I: Inertie du voile.

Ω : Surface en plan du voile.

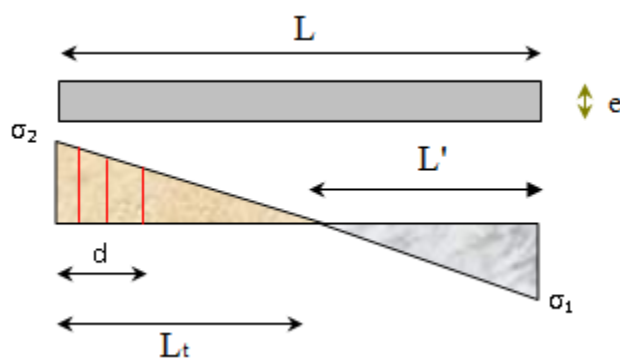
v : La position de l'axe neutre

➤ **Armatures verticales**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times v \quad , \quad \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_1 = 2231,51KN/m^2$$

$$\sigma_2 = 595,08KN/m^2$$



-Calcul de L' :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 0,89m$$

$$L' = L - L_t = 4,2 - 0,89 = 3,31m$$

Avec:

L_t : longueur tendue

$$d \leq \min \left(\frac{3,5}{2}; \frac{2 \times 3,31}{3} \right) = 1,4m \quad \text{soit: } d = 1,4m$$

$d > L_t$ donc d dans la zone comprimée alors $\sigma'_2 = 0$ ($d = L_t$)

$$I' = \frac{0,20 \times 1,4^3}{12} = 0,045m^4$$

$$v' = \frac{1,4}{2} = 0,7m \quad \Omega' = 0,20 \times 4,2 = 0,258m^2$$

Donc:

$$N_1 = \left(\frac{\Omega'}{2} \right) (\sigma_2 + \sigma'_2) \Rightarrow N_1 = 83,31KN$$

$$M_1 = \left(\frac{I'}{2v'} \right) (\sigma'_2 + \sigma_2) \Rightarrow M_1 = -19,12KN.m$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = -0,22m < \frac{d}{6}$$

N est un effort de compression \Rightarrow S.E.C (section entièrement comprimée). $A_s = 0 \text{ cm}^2/ml$

➤ **Armatures minimales de RPA 99:** D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0,20\% b L_t$$

b: épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 3,56cm^2/ml$$

$$A_{RPA}/ml/face = 3,56/(2 \times 1,4) = 1,27cm^2/ml/face$$

➤ **Condition de non fragilité (BAEL) :**

-Le pourcentage minimal :

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times 1 = 0,15\% \times 20 \times 420 = 12,60cm^2$$

$$A_{min}/ml/face = 12,6/(2 \times 4,2) = 1,5cm^2/ml/face$$

$$\text{Donc: } A_{sv} = \max(A_s; A_{min}; A_{RPA}) = 12,60cm^2$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times 1,50 \times (4,2/2) = 6,30 \text{ cm}^2 (\text{Pour les 2 faces})$$

-En zone courante : soit 10HA8 ($A_s = 5,02 \text{ cm}^2$).

-En zone d'about : soit 16HA8 ($A_s = 8,03 \text{ cm}^2$).

➤ **Espacement :**

En zone courante : $S_t \leq \min(1,5e ; 30) = 30 \text{ cm}$. Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2 = 10 \text{ cm}$

Voile	$V_{(1,2,3)}$		V_4		$V_{(5,7,8,9,10,13,14,15,16,20)}$	$V_{(6,11,12,17,18,19,21,23,24)}$	V_{22}
	ZONE 1	ZONE 2	ZONE 1	ZONE 2	ZONE 1	ZONE 1	ZONE 1
$L \text{ (m)}$	2	2	4,2	4,2	3,10	3,8	4,9
$N_U \text{ (KN)}$	379,13	222,69	1187,17	205,73	528,94	753,19	1077,94
$M_U \text{ (KN.m)}$	125,17	88,65	479,24KN	45,06	90,35	434,89	927,72
$\sigma_1 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	1910,67	1238,64	2231,51	321,54	1112,46	1894,55	2259,11
$\sigma_2 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	-15,02	-125,19	595,08	168,28	593,79	87,52	-59,22
$L_t \text{ (m)}$	0	0,22	0,89	1,44	1,08	0,17	0,13
$L' \text{ (m)}$	2	2,22	3,31	2,75	2,02	3,63	5,03
$d \text{ (m)}$	1,33	0,61	1,4	1,61	1,34	1,40	1,40
$\sigma_2' \text{ (KN/m}^2\text{)}$	0	0	0	0	0	0	0
$N_I \text{ (KN)}$	-1,95	-7,51	83,31	26,92	79,56	12,25	-8,29
$M_I \text{ (KN.m)}$	0,37	0,62	-19,12	-6,31	-17,72	-2,81	1,90
$A_{s1} + A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)}$	0,048	0,18	0	0	0	0	0,19
$A_{SRPA} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	0	0,88	3,56	5,76	4,32	0,68	0,52
$A_{min} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	6	6	12,6	12,60	9,3	11,4	14,7
$A_{smax} \text{ (cm}^2\text{)}$	6	6	12,6	12,60	9,3	11,4	14,7
$S_t \text{ d'about (cm)}$	10	10	10	10	10	10	10
$S_t \text{ courante (cm)}$	20	20	20	20	20	20	20
armatures d'about (cm ²)	4HA8	4HA8	10HA8	10HA8	8HA8	8HA8	10HA8
armatures courante (cm ²)	8HA8	8HA8	16HA8	16HA8	12HA8	16HA8	20HA8

Tableau V.15 : Les résultats de calcul du ferrailage

-Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :**-Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

La contrainte de cisaillement est: $\tau_u = 1,4T_{cat}/b_0d$

Avec;

T: l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d: hauteur utile

h: hauteur totale de la section brute.

$$\tau = 1,4 \times 91,88 \times 10^3 / 0,20 \times 10^3 \times 4,17 \times 10^3 = 0,154 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$ (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003)

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = 0,45 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \text{ cv}$$

-Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot k}{0,8f_e}$$

$k = 0$ (pour prendre en compte la reprise de bétonnage) $\alpha = 90^\circ$, $S_t \leq (1,5e, 30 \text{ cm})$

$$\text{donc : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \tau b_0 S_t / 0,8 f_e$$

$$A_t \geq \frac{0,154 \times 0,2 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 0,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc : } A_t \geq 0,20 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,20}{20 \times 20} \geq \frac{0,154}{0,8 \times 400} \dots \dots \text{ cv}$$

➤ Section minimale:

D'autre part le RPA99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

$$-0,15 \% \text{ de la section du voile considéré si : } \tau_b \leq 0,025 f_{c28}$$

$$-0,25 \% \text{ de la section de voile considéré si : } \tau_b > 0,025 f_{c28}.$$

Donc :

$$\tau_u \leq 0,025 f_{c28}$$

$$A_{t,min}(RPA) = 0,15\% \times b \times S_t = 0,6cm^2 \dots (RPA: 7.7.3.3)$$

$$\text{On adpte: } 4HA8 \ A_s = 2,00cm^2$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

voiles	$V(1,2,3)$		V_4		$V(5,7,8,9,10,13,14,15,16,20)$	$V(6,11,12,17,18,19,21,23,24)$	V_{22}
	Zone I	Zone II	Zone I	Zone II	Zone I	Zone II	Zone I
l (m)	2	2	4,2	4,2	3,10	3,8	4,9
d (m)	1,97	1,97	4,17	4,17	3,07	3,77	4,87
b_0 (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
T (KN)	-39,47	-80,24	-91,88	-21,83	199,35	-464,89	-712,09
τ_u (MPa)	0,140	0,280	0,154	0,036	0,454	0,863	1,02
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5
$\tau \leq \bar{\tau}$	oui	oui	oui	oui	oui	oui	oui
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20
A_t	0,18	0,35	0,20	0,045	0,56	1,07	1,27
A_{tmin}	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	1	1
Choix	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8

Tableau : V.16 : Résultat de ferrailage horizontal

V.4.8.Schéma de ferrailage :

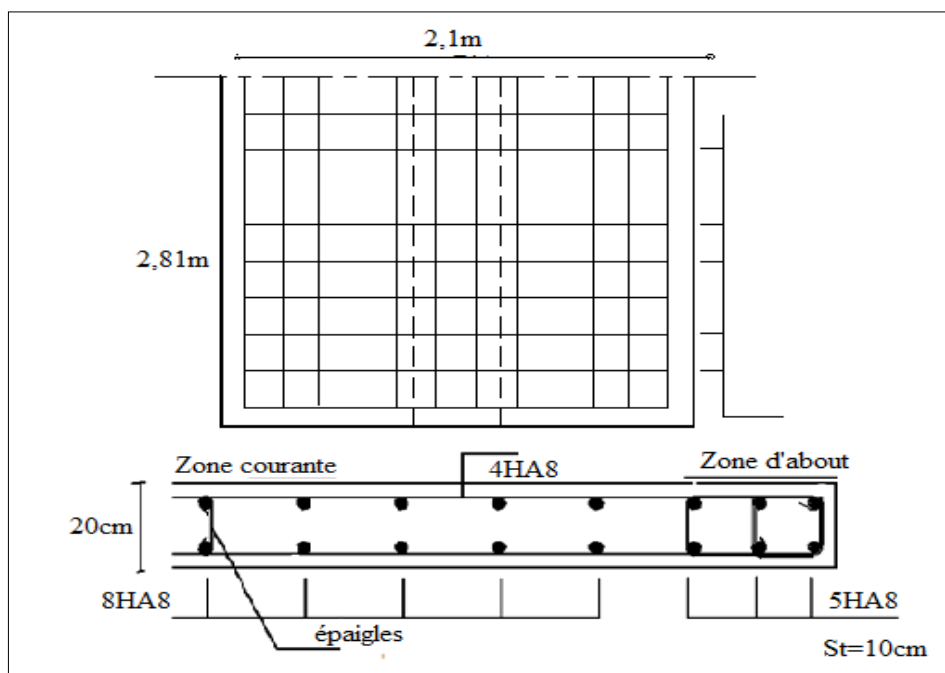


Figure .V.11 : Schéma de ferrailage de voile V_4 .

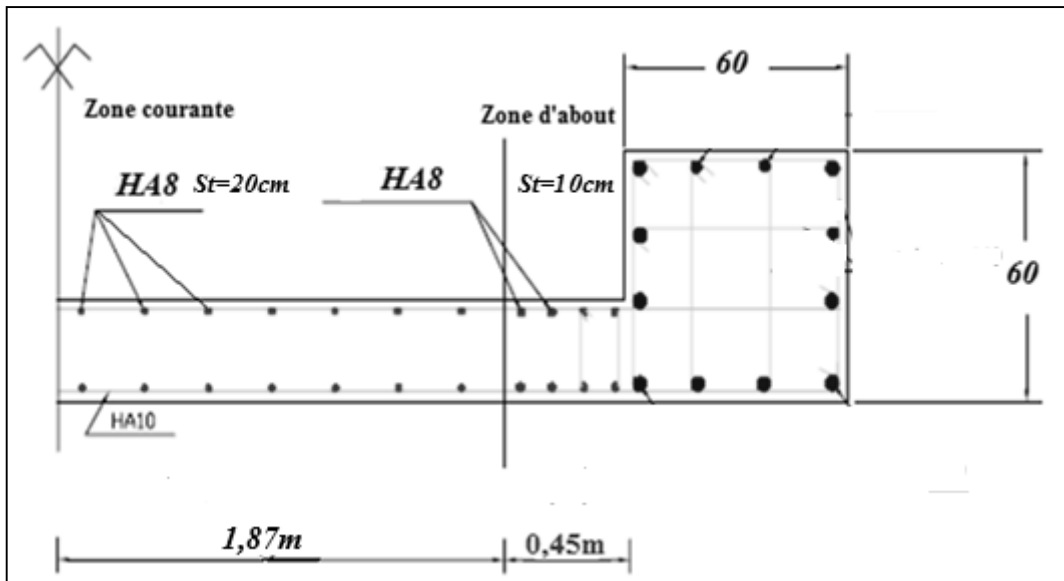


Figure .V.12 : Schéma de ferrailage longitudinal de l'ensemble
Poteau (RDC) de rive et de voile V4.

Chapitre VI :**Etude De L'Infrastructure****VI.1. Introduction :**

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles sont destinées à transmettre au sol, de façon uniformément répartie, les sollicitations dues aux poids de l'édifice, aux charges d'occupation et aux contraintes exercées par le vent et les secousses sismiques. Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Le choix du type de fondation dépend du :

- ♦ Type d'ouvrage construire ;
- ♦ La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- ♦ . La capacité portante du terrain de fondation ;
- ♦ La charge totale transmise au sol ;
- ♦ La raison économique ;
- ♦ La facilité de réalisation.

VI.1.1.1. Choix du type de fondations :

La méthodologie utilisée pour la présente étude est celle basée sur l'ordre privilégié suivant :

- ♦ Semelles (isolées et filantes)
- ♦ Radier général
- ♦ Fondation profonde (Pieux)

Pour le cas des semelles ; lorsque la surface occupée par celles-ci dépasse 50% de la superficie totale du bâtiment, il y'aura un risque inévitable de chevauchement des semelles, et donc nous passerons au choix suivant (radier).

VI.1.1.2. Combinaisons des charges :

Selon le RPA99 version 2003 et BAEL 91, les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

✓ **BAEL 91 :**

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{cases}$$

✓ **RPA :**

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G + Q \pm E \end{cases}$$

VI.1.1.3. Contrainte admissible du sol :

La contrainte admissible du sol est déterminée en fonction des caractéristiques suivantes :

- ♦ Poids spécifique du sol sec γ_d .
- ♦ Poids spécifique des grains γ_s .
- ♦ Cohésion non drainée C_u .
- ♦ Angle de frottement effectif φ . Pour notre projet $\sigma_{sol} = 2,4bars = 240KN/m^2$

VI.1.1.4. Données de l'étude :

La contrainte admissible du sol d'assise fournie par les études géotechniques est de à 2,4 bars à 4,00m de profondeur.

VI.1.1.5. Semelles Filantes :

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes, pour cela nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_s}{S_b} < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par : $S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} N = 20313,64KN \\ \bar{\sigma}_{sol} = 240KN/m^2 \end{cases}$$

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{20313,64}{240} = 84,64m^2$$

S_s : Surface totale (nécessaire) des semelles = 84,64 m²

S_b : Surface total du bâtiment (à la base de la tour) = 527m²

Vérification:

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{84,64}{527} \leq 16\% \leq 50\%$$

Type 01 :

VI.2.1.1.semelle isolée (Semelle sous poteau central) :

Selon le *BAEL 91 révisées 99* (Art 5.2, 42), on a :

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} \geq \frac{N_u}{\sigma_u}$$

$$\sigma_{ser} = \sigma_{sol} = 240\text{KN/m}^2 \text{ et } \sigma_u = 1,5\sigma_{sol} = 360\text{KN/m}^2$$

$$\frac{1227,62}{240} \geq \frac{1710,15}{360} \Rightarrow 5,11 \geq 4,75 \dots \dots cv$$

Donc le calcul se fait à E.L.S

VI.2.1.2. Pré dimensionnement :

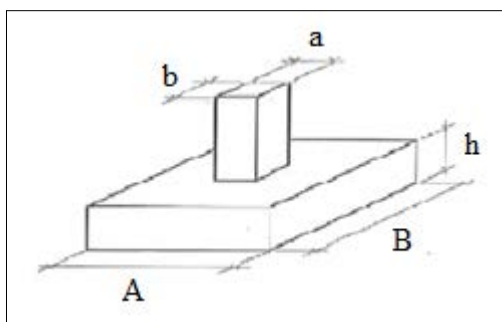


Figure VI.1 : semelle isolée

Pour le pré dimensionnement, il faut uniquement calculer l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du S-sol, on utilise le logiciel Robot Structural Analysis Professional 2015 à la base de l'ouvrage sont donnés dans le tableau suivant :

Combinaisons	Effort normal (KN)	Moment M_y (KN.m)	Moment M_z (KN.m)
$1,35G+1,5Q$	1710,15	126,49	76,10
$G + Q$	1227,62	84,10	50,33
$G + Q+E$	1243,92	86,33	51,96
$0,8G \pm E$	1227,62	84,10	50,33

Tableau VI.1: Réaction à la base de la structure pour la barre 500

- Charge sur semelle isolée : $N_{ser} = G + Q = 1227,62KN$;
- Contrainte limite sur le sol : $\sigma_{sol} = 240KN/m^2$;
- Poteau isolé : section carrée de : $60cm \times 60cm \Rightarrow a/b = 1$;
- Aire approchée : $S_1 = \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{1227,62}{240} = 5,11m^2$;
- Cotés de la semelle isolée: $A = B = \sqrt{5,11 \times 1} = 2,60m^2$;
- Hauteur utile: $d = \frac{A - a}{4} = \frac{2,60 - 0,60}{4} = 0,65m$;
- Choix des dimensions: $A = B = 2,60m$ avec $h = d + 0,05 \Rightarrow 0,70m$.

VI.2.1.3. Contrôle de la contrainte sur le sol :

$$\sigma_{sol} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser} + P_s}{A \times B} \quad \text{ou: } P_s = \gamma_b \cdot A \cdot B \cdot h = 25 \times 2,60 \times 2,60 \times 0,70 = 118,3KN/m^3$$

$$\sigma_{sol} = \frac{1227,62 + 118,3}{2,60 \times 2,60} = 199,10 \leq 240 \dots \dots cv$$

$A(m)$	$B(m)$	$h(m)$	$d(m)$	$\sigma_{sol}(KN.m)$	$\sigma_{sol} \leq \bar{\sigma}_{sol}$
2,60	2,60	0,70	0,65	199,10	cv

Tableau VI.2: Les dimensions de semelle isolée

VI.2.1.4. Armature longitudinale :

Calcul des armatures d'une semelle sous poteau carré $A_{sx} = A_{sy}$

-Donnée :

$$N_{ser} = 1227,62KN$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$A = B = 2,60m ; d = 0,65m$$

Le ferrailage se calcul avec la **méthode de bielles**, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle, on utilise

$$e_u = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{84,10}{1227,62} = 0,06m$$

$$N'_{ser} = \left(1 + \frac{3e_u}{B}\right) N_{ser} = 1312,6KN$$

$$A_{sx} = A_{sy} = \frac{N'_{ser} (B - b)}{8 d \cdot \sigma_s} = \frac{1312,6 \times 10^3 (2,60 \times 10^3 - 600)}{8 \times 650 \times 348} = 14,50cm^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = (0,23 b d f_{t28}) / f_e \quad , \quad f_{t28} = 2,1mpa$$

$$A_{min} = (0,23 \times 260 \times 65 \times 2,1) / 400 = 20,40cm^2$$

$$A_s \geq \max(A_{cal}; A_{min}) = 20,40cm^2$$

➤ **Choix des sections réelles :**

$$A_{sx} = A_{sy} = \mathbf{11 HA16} \text{ adoption } A_s = \mathbf{22,1cm^2}$$

➤ **Espacement :**

$$S_t \leq \frac{260 - 20}{10} = 24cm \Rightarrow \text{soit } S_t = 20cm$$

Section (m ²)	A _{sx} = A _{cy} (cm ²)	Choix	A _{adop} (cm ²)	S _t (cm)
(2,60 × 2,60)	20,40	11HA16	22,1	20

Tableau VI.3: ferrailage de semelle isolé

VI.2.1.5. Vérification au poinçonnement:

Selon la BAEL 91 révisées 99 (art A.5.2, 42), la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq N_{\bar{u}} = \frac{0,045 \times P_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $h=0,7m$; Le périmètre utile.

$$P_c = [(a + h)(b + h) \times 2] = 3,4m$$

$$N_{\bar{u}} = 1,78MN$$

$$N_u = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right)$$

N_{u0} : Effort maximal tiré sur la semelle

$$N_{u0} = 658,30KN$$

$$S_0 = (a + h)(b + h) = 0,16m^2$$

$$S_t = A \times B = 5,29m^2$$

$$N_u = 0,72MN < 1,78MN \dots \dots cv$$

VI.2.1.6. Le schéma de ferrailage :

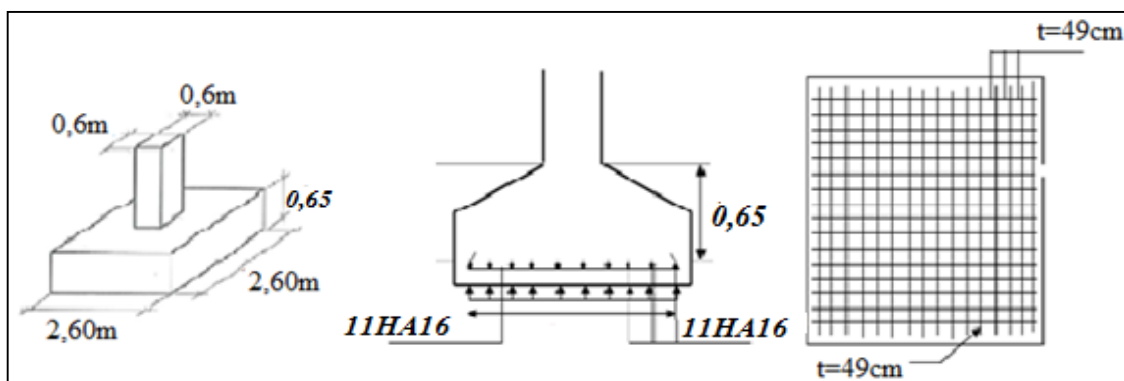


Figure VI.2 : Schéma de ferrailage de semelle isolée

Type 02 :

VI.2.2.1. Semelle filantes :(Semelle sous voile) :

➤ **Les Combinaisons des charges :**

Selon le BAEL 91 révisées 99 et RPA99, Nous avons 4 combinaisons pour dimensionner les fondations ;

On travail avec la combinaison la plus défavorable :

Avec :

$$L=4,2m$$

Combinaisons	Effort normal N [kN]	Moment M_z [kN.m]	Moment M_y [kN.m]
$1,35G+1,5Q$	1187,17	271,27	41,63
$G+Q$	858,02	191,72	28,12
$G + Q+E$	854,26	152,78	28,21
$0,8G \pm E$	548,11	479,24	2,78

Tableau VI. 4: Sollicitation de la semelle filante sous voile

➤ **Calcul des sollicitations :**

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{1187,17}{4,2} = 282,65 \text{KN/ml}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{271,27}{4,2} = 64,58 \text{KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{858,02}{4,2} = 204,29 \text{KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{191,72}{4,2} = 45,64 \text{KN/ml}$$

Vérification:

Selon le BAEL 91 révisées 99 (art A.5.2, 42), on a :

$$\frac{N_u}{\sigma_u} \leq \frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}}$$

$$\sigma_{ser} = \sigma_{sol} = 240 \text{KN/m}^2 \text{ et } \sigma_u = 1,5\sigma_{sol} = 360 \text{KN/m}^2$$

$$\frac{282,65}{0,36} = 0,78 \text{m}^2 \leq \frac{204,29}{0,24} \Rightarrow 0,78 \text{m}^2 < 0,85 \text{m}^2 \dots \dots cv$$

Donc le pré dimensionnement se fera à l'ELS.

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{user}} = \frac{45,64}{204,29} = 0,22$$

Il est vraisemblablement que :

$$e_{ser} \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6e_{ser} = 1,32 \text{m}$$

Il faut que :

$$B \geq \left(1 + \frac{3 \times e_{ser}}{B}\right) \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol_{ser}}} = \left(1 + \frac{3 \times 0,22}{2}\right) \frac{204,29 \times 10^{-1}}{24} = 1,13 \text{m}$$

Donc on adopte : **B=2,4m** pour une bande de **1 m**

$$B = 2,4 \text{m} \Rightarrow \left(1 + \frac{3e_{ser}}{B}\right) \frac{N_{ser}}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0,22}{2,4}\right) \frac{204,29 \times 10^3}{2400 \times 1000} = 0,10 \text{MPa}$$

$$0,10 \text{MPa} < \sigma_{sol_{ser}} = 0,24 \text{MPa} \dots \dots cv$$

$$d \geq \frac{B - b}{4} = \frac{240 - 20}{4} = 55 \text{cm}$$

Soit : $d = 55 \text{cm} \Rightarrow h = 60 \text{cm}$

➤ **Vérification a la contrainte de l'ELU :**

$$\left(1 + \frac{3e_u}{B}\right) \frac{N_u}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0,23}{2,4}\right) \frac{282,65 \times 10^3}{2400 \times 1000} = 0,15MPa$$

$$0,15MPa < \sigma_{solu} = 0,36MPa \dots \dots cv$$

VI.2.2.2. Le ferrailage :

La section d'armature principale par unité de longueur vaut :

$$A_s = \frac{N_u}{8 \times d \times \sigma_s} \left(1 + \frac{3e_u}{B}\right) (B - b)$$

$$A_s = \frac{282,65 \times 10^3}{8 \times 550 \times 348} \left(1 + \frac{3 \times 0,23}{2,4}\right) (2400 - 200) = 5,23cm^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = (0,23 b d f_{t28}) / f_e \quad , \quad f_{t28} = 2,1mpa$$

$$A_{min} = (0,23 \times 100 \times 55 \times 2,1) / 400 = 6,64cm^2$$

$$A_s \geq \max(A_{cal}; A_{min}) = 6,64cm^2/ml$$

➤ **Choix des sections réelles :**

$$A_s = 6HA12/ml \text{ adoption } A_s = 6,78cm^2; \text{ Avec un espacement } S_t = 20cm$$

➤ **les armatures de répartitions :**

$$A_{rep} = \frac{A_{sl}}{4} \times B = \frac{6,78}{4} \times 2,4 = 4,07 cm^2$$

$$\text{Soit : } 12HA10 = 9,42cm^2; \text{ avec un espacement } S_t = 21cm$$

VI.2.2.3. Vérification des conditions de stabilité :

Selon le BAEL 91, on a :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{191,72}{858,02} = 0,22m$$

$$e_0 = 0,22m \leq \frac{A}{6} = \frac{2,4}{6} = 0,40 \dots \dots cv$$

Selon le RPA 99 / version 2003(art 10.1.5), on a :

$$e_0 = \frac{M_{acc}}{N_{acc}} = \frac{152,78}{854,26} = 0,18m$$

$$e_0 = 0,18m \leq \frac{A}{4} = \frac{2,4}{6} = 0,60 \dots \dots cv$$

VI.2.2.4. Vérification au poinçonnement :

Selon *le BAEL 91 révisées 99 (Art A.5.2, 42)*, la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq N_{\bar{u}} = \frac{0,045 \times P_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $h=0,6m$; Le périmètre utile.

$$P_c = [(a + h)(b + h) \times 2] = 2,88m$$

$$N_{\bar{u}} = 1,30MN$$

$$N_u = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right)$$

N_{u0} : Effort maximal tiré sur la semelle

$$N_{u0} = 1187,17KN$$

$$S_0 = (a + h)(b + h) = 1,44m^2$$

$$S_t = A \times B = 2,4m^2$$

$$N_u = 0,474MN < 1,30MN \dots \dots cv$$

VI.2.2.5. Le schéma de ferrailage :

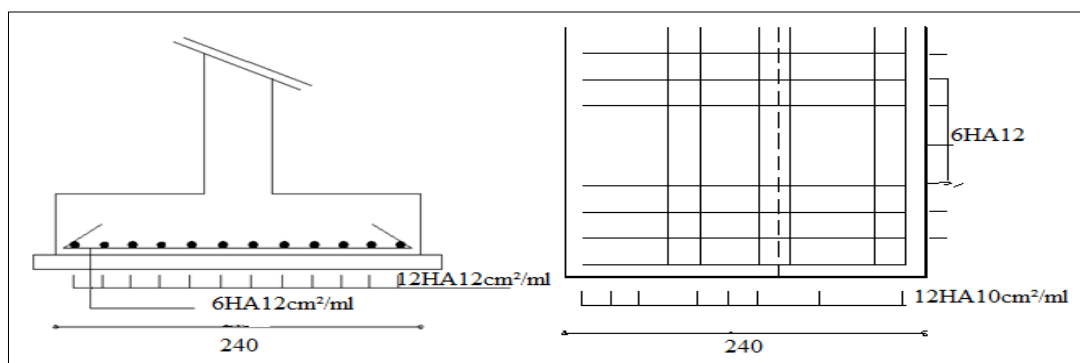


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage de semelle filante

VI.3. Etude des Longrines :

VI.3.1. Introduction :

Le rôle de longrine est de relier les points d'appuis d'un même bloc, à tout dispositif équivalant tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

VI.3.2. Dimensionnement de longrine :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines dans notre cas sont :

- ♦ Site de catégorie S2 → 30 cm × 25 cm

Donc la section de la longrine est : $(b \times h) = (30 \times 35)cm^2$

Le choix de notre fondation nous oblige à utiliser les longrines pour la construction et assuré un chainage de base permettant la rigidité de l'ensemble des fondations.

Le type de site est S₂ (ferme), donc pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à $F = (N/\alpha) > 20 \text{ KN}$ (d'après RPA 99 / version 2003) et comme notre zone est la zone sismique I, avec N présente la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidaires.

α : C'est le coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie site considérée.

VI.3.3. Le ferrailage :

à-ELU :

$$N_u = 74,50 \text{ KN}$$

$$F_u = N_u = 74,50 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots \dots \text{cv}$$

Le ferrailage minimum doit être de 0,6% de la section avec des cadres d'ou l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15Ø) d'après RPA 99 / version 2003.

$$A_s = 0,6\%B = \frac{0,6}{100} (30 \times 35) = 6,30 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA12 = 6,78 cm²**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0,23 \times \frac{b \times d \times f_t}{f_e}$$

$$A_s \geq 0,23 \times \frac{30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 1,16 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{cv}$$

➤ **L'espacement des cadres :**

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15\text{Ø}) \quad S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15 \times 1, 2)$$

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 18 \text{ cm})$$

On adopte: **S_t = 15 cm**

➤ **Les armatures transversales :**

On choisit forfaitairement : $\text{Ø}_t = 6 \text{ mm}$.

$$A_s = 1,5 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition des armatures transversales :**

$$\text{Ø}_t \geq \frac{1}{3} \text{Ø}_l \geq \frac{1}{3} \times 12$$

$$6 \text{ mm} \geq 4 \text{ mm} \dots \dots \text{cv}$$

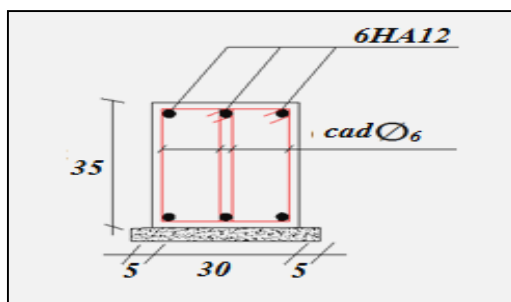


Figure VI.3 : ferrailage de longrine

VI.4. vérification de tassement :

VI.4. 1.Introduction :

Il est dispensable d'évaluer le tassement du sol sous les semelles d'un bâtiment et pour prémunir d'un risque éventuel provenant de ce tassement on le compare au tassement admissible et au tassement différentiel admissible.

Le tassement est l'ensemble des déformations dues à l'action des charges verticales .pour le calcul de tassement d'un sol, on doit évaluer préalablement des pressions effectives en chaque point au milieu sur un élément de surface horizontale. On admet que le sol est élastique, homogène et isotrope.

La contrainte admissible appliquée sur les formations rencontrées en place, calcaire surmontes des argiles tuffaces, ne provoque pas des déformations admissibles.

Donc les tassements d'ensemble acceptable.

VI.4. 2.Vérification de la stabilité au renversement :

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des force verticales gravitaires et des forces sismique reste a l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

	$\Sigma N(KN)$	$\Sigma M_y(KN.m)$	$\Sigma M_z(KN.m)$	$e_y = \frac{\Sigma M_y}{\Sigma N} (m)$	$e_z = \frac{\Sigma M_z}{\Sigma N} (m)$	$\frac{L_y}{4} (m)$	$\frac{L_z}{4} (m)$
0,8G+E Max	15624,59	112,02	693,56	0,0072	0,044	7,75	8,5
0,8G+E Min	15345,62	44,61	286,05	0,0029	0,018	7,75	8,5

Tableau VI. 5: Vérification de la stabilité au renversement

La condition de l'RPA 99(10.5.5) :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \dots \dots cv$$

CONCLUSION GENERALE

Le rôle de l'ingénieur en génie civil dans un projet de construction d'un bâtiment est fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

Le projet qu'on amené nous a permis d'utiliser des logiciels de calcul, outils de venu sin dispensables pour l'étude des ouvrages en béton armé. Grâce au *Logiciel ROBOT*, o na effectué des dimensionnements et des calculs de différents éléments des structures porteuses.

On s'est également rendu compte que l'emploi de l'informatique impose à l'ingénieur de formuler un certain nombre d'hypothèses et de vérifications pour rendre les résultats convenablement exploitables pour son travail.

Par conséquent, on 'a été amené à exploiter, moyennant certaines vérifications, des résultats pour le dimensionnement des éléments de la structure. on s'est également familiarisé avec les règlements et règles de construction en béton armé.

BIBLIOGRAPHIE

- RPA 99V2003 : Règlement parasismique algérienne ministère de l'habitation.
- CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- BAEL91 : Béton armé aux états limites Décision prise par la Commission Générale de Normalisation du Bâtiment-DTU lors de sa réunion du 12 septembre 1991.
- D.R.T.B.C.2.2 : MELLAK Hachemi ingénieur d'état génie civil Document technique réglementaire ministère de l'urbanisme et de la construction.
- Mémoire AMOURI Zakarya et BOUDJOURAF Houssein Eddine étude d'une tour à usage d'habitation et commercial (2 SS +RDC+18étages) en béton armé 2015
- Mémoire AOUAIDJIA Naima étude d'un bâtiment a usage d'habitation R+16 AADL KHENCHELA 2015.
- Mémoire de fin d'étude BOUZID Mohamed lamine et KHEDAM Ramzi étude comparatif techno économique structure en béton armé et charpente métallique.