République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE Dr. YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie de la Matière
Filière Génie Civil

Mémoire de Fin d'Etude pour l'obtention du diplôme de MASTER (**LM**D)
En Génie Civil
Option : *Structures*

THEME

Etude d'un Bâtiment à usage d'habitation R+6

Dirigé par :
- Mr BEN YAMINA

Etudié par :
- Mr : MEBROUKI Hatem
- Mr : GHEZALI Med Fouad

Juin 2016

Remerciements

-Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le tout puissant qui nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

-Nos vifs remerciements vont aussi à notre encadreur : Mr BEN YAMINA. Qui a fait tout son possible pour nous aider.

-Tous les enseignants de l'institut de génie civil de l'université de

MEDEA.

-Tous les membres de jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner

nôtres travail.

-Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de prés pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos parents, nos familles et nos amis.

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق ارضي+6 طوابق بمدينة البليدة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط أعمدة وعارضات+جدران مسلحة.

قياس وتسليح مختلف العناصر الأساسية مصممة طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها حسب مقياس هندسة الزلازل الجزائري99 المعدل في2003 (***RPA99 version 2003***) و مقياس الاسمنت المسلح(***CBA93***).

RESUME

Le présent mémoire, consiste à étudier un bâtiment en RDC+6 étages, à usage d'habitation avec des locaux de commerces. Il est implanté à la ville de BLIDA. Cette région est classée en zone sismique III selon le ***RPA99 version 2003***.

La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles).

Le prédimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au ***RPA99 version 2003*** et ***CBA93***. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le biais de logiciel de calcul des structures par éléments finis SAP2000.

ABSTRACT

This project deals with the study of a building with basement +6 floors in the city of BLIDA. This is classified in a high seismicity region (I) according to the Algerian seismic rules ***RPA99 version 2003.***

-The resistance of the building is ensured by a mixed system of wind-bracing (gantries + veils).

-the dimension of the bearing elements were elaborated according to the ***CBA93*** and ***RPA99 version 2003.***The three-dimensional seismic analysis was conducted by SAP2000 computer program.

SOMMAIRE

INTROUDUCTION GENERAL……..1

Chapitre I : Présentation d'ouvrage

I.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE 3

I.2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE 3

I.2.1 -DIMENSION EN ELEVATION 3
I.2.2 -DIMENSION EN PLAN 3
I.2.3. SYSTEME DE CONTREVENTEMENT 7

I.3 DESCRIPTION DE LA STRUCTURE 7

I.3.1. PLANCHERS 7
I.3.2. MAÇONNERIE 7
1- Murs extérieurs 7
2- Murs intérieurs 7
I.3.3REVETEMENT 7
I.3.4. Le plafond 7
I.3.5. L'acrotère 7
I.3.6. L'infrastructure 7
I.3.7. Les escaliers 8
I.3.8 Taux de travail du sol 8

I.4 CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX 8

I.4.1 BETON 8
1. Masse Volumique 8
2. Retrait Hygrométrique 9
3. Résistance caractéristique à la compression 9
4. Résistance caractéristique à la traction 9

1. MODULE DE DEFORMATION LONGITUDINALE AU BETON 9

2. MODULE D'ELASTICITE TRANSVERSALE 9

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux

II.1. INTRODUCTION 13

II .2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS 13

II.3. ÉVALUATION DES CHARGES PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATIONS 15

II.3.1. MAÇONNERIE 15
II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) 15
II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) 15
II.3.2. PLANCHER TERRASSE 16

II.3.2.a. Charges permanentes 16
II.3.2.b. Charges d'exploitation 16
II.3.3. PLANCHER COURANT 17
II.3.3.a. Charges permanentes 17
II.3.3.b. charges d'exploitation 17
II.3.4. DALLE PLEINE 18
II.3.4.a. Terrasse 18
II.3.4.b. Charges d'exploitation 18
II.4.PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES 19
II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX 23
II.5.A.1. CHOIX DU POTEAU LE PLUS SOLLICITE 23
II.5.A.2. DIMENSIONS DES POTEAUX 23
II.5.A.3. CALCUL DE LA LONGUEUR DE FLAMBEMENT L_F ET CALCUL DE L'EFFORT N_U 23
II.5.A.5. DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGE 25
II.5.A.6. DESCENTE DES CHARGES 26
II.5.A.6.a. Charges Permanente 26
II.5.A.6.b. Charges d'exploitation 26
II.5.A.7. VERIFICATION SELON LE RPA99V2003 28
II.5.A.8. VERIFICATION AUX ZONES NODALES 28
II.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES 29

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III. L'ACROTERE 33
III.1. CALCUL DE L'ACROTERE 33
III.1.1. CHARGES PERMANENTES ET D'EXPLOITATIONS 33
III.1.2. Calcul des efforts 34
III.1.3. Calcul du ferraillage 34
III.1.3.a. À E L U 34
III.1.3.b. Vérification à l'E.L.S 36
III.1.4. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT 38
III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme 38
III.2. PLANCHER A CORPS CREUX 38
III.2.2.1. AVANT COULAGE 39
III.2.2.2. APRES COULAGE 41
III.2.2.2.a.1. Méthode de calcul : 41
III.2.2.2a.2. Sollicitations de calcul 43
III.2.2.2.C. Récapitulations 49
III.2.2.2.d. Calcul du ferraillage 50
III.2.2.2.e. Vérification au cisaillement 53
III.2.2.2.f. Vérifications préliminaires de la flèche 54

III.3. LES ESCALIERS 56
III.3.1. INTRODUCTION 56
III.3.2. DEFINITION DES ELEMENTS D'UN ESCALIER 56
III.3.3. ESCALIER A DEUX VOLEES 57
III.3.3.1. Pré dimensionnement 57
III.3.3.2.Evaluation des charges et surcharges 58
III.3.3.2.A. Charges permanentes 58
III.3.3.2.B. Charge d'exploitation 59
III.3.3.3. Détermination des efforts 59
III.3.3.3.A. A l'E.L.U 59
III.3.3.4 Ferraillage des escaliers 63
III.3.3.4.A. Condition de non fragilité 64
III.3.3.4.B. Les armatures de répartition 64
III.3.3.4.C. Vérification de l'espacement 64
III.3.3.4.D. Vérification de l'effort tranchant 64
III.3.3.4.F. Vérification de la flèche 65
III.3.6.CALCUL DE LA POUTRE PALIERE 68
III.3.6.1.Pré dimensionnement 68
III.3.6.2. Evaluation des charges 69
III.3.6.4. Ferraillage de la poutre palière 71
III.5.6.4.A. Condition de non fragilité 71
III.3.6.4. B. Vérification de l'effort tranchant 71
III.3.6.4.C. Vérification de compression dans la bielle de béton 71
III.3.6.4.D. Vérification au voisinage de l'appui 72
III.3.6.4.E. Armatures transversales 72
III.3.6.4.E.1. Vérification du R.P.A 99 72
III.3.6.4.F. Vérification à l'E.L.S 73
III.3.6.4.G. Vérifications préliminaires de la flèche 74
III.4. CALCUL DES DALLES PLEINES 74
III.4.1. DEFINITION 74
III.4.1.1. Dalle triangulaire : (Expose de la méthode) 75
III.4.1.2 Calcul de ferraillage de la dalle pleine 76
III.4.2.1 Vérifications 77

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. INTRODUCTION 80
VI.2 OBJECTIFS DE L'ETUDE DYNAMIQUE 80
IV.3.PRESENTATION DES DIFFERENTES METHODES D'ESTIMATION DES FORCES SISMIQUES 82
IV.4. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL 84
IV.1. LA MODELISATION DE LA STRUCTURE 85
IV 4.2.PROPOSITION LES DIFFERENTES DISPOSITIONS DES VOILES 85

IV.5.CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE 89
IV.5.1.CENTRE DE MASSE 89
IV.5.2.CENTRE DE TORSION 90
IV.5.3.EXCENTRICITE ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
IV.5.3.1.Excentricité théorique (statique) 93
IV.5.3.2.Excentricité accidentelle 93
IV.5.3.3.Effets de la torsion accidentelle 94
IV.6.RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE 99
IV.6.1VERIFICATION DE COMPORTEMENT DES TROIS PREMIERS MODES 100
IV.6.2VERIFICATION DE PARTICIPATION MASSIQUE 102
IV.6.3.VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL 103
IV.6.3.1Calcul de la force sismique totale 103
IV.6.4.VERIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT 105
IV.6.4.1Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur 106
IV.6.4.2Moment de renversement 108
IV.6.4.3.Moment stabilisant 109
IV.6.5.VERIFICATION DES DEPLACEMENTS 110
IV.6.6.VERIFICATION VIS A VIS DE L'EFFET P-Δ 111
IV.6.7VERIFICATION DE CISAILLEMENT DES ELEMENTS 112
IV.6.8.VERIFICATION DES SOLLICITATIONS NORMALES 113

Chapitre V : ferraillage des éléments résistance

V.1.INTRODUCTION 115
V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES 115
V.2.1INTRODUCTION 115
V.2.2. RECOMMANDATIONS DU R.P.A99 116
V.2.2.a. Armatures longitudinales 116
V.2.2.b. Armatures transversales 116
V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service 117
V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA 122
V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants 123
V.2.6. Calcul des armatures transversales 125
V.2.7. Vérification de la flèche 126
V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX 127
V.3.1. DETERMINATION DES ARMATURES LONGITUDINALES 127
V.3.1.a. Recommandations des règlements 127
V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage 128
V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme 129
V.3.1.d. Détermination des armatures à l'ELU de résistance 131
V.3.1.e. Vérification des contraintes à l'ELS 133
V.3.2. Détermination des armatures transversales 134

V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu 134
V.3.2.b. Contrainte tangente admissible τu 135
V.3.2.c. Vérifications des contraintes tangentielles 136
V.3.2.d. Calcul des armatures transversales 136
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES 141
V.4.1. RECOMMANDATIONS DES REGLEMENTS 141
V.4.2. ARMATURES VERTICALES : 142
V.4.2.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance : 142
V.4.2.b. L'espacement : 145
V.4.2.c Vérification des contraintes à l'ELS : 145
V.4.3. LES ARMATURES HORIZONTALES : 146
V.4.5. Armatures transversales 147
V.4.6.FERRAILLAGE DES VOILES AVEC OUVERTURE : 149
V.4.6.1.LES TRUMEAUX : 149
V.4.6.2. LES LINTEAUX : 151

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. INTRODUCTION GENERALE : 157
VI.2. INTRODUCTION : 157
VI.3. CALCUL DES SEMELLES ISOLEES : 158
VI.3.2 VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS : 161
VI .3.3.Vérification de l'interférence entre deux semelles : 163
VI.4. CALCUL DES SEMELLES FILANTES : 166
VI.4.1. DIMENSIONNEMENT : 167
VI.4.2.FERRAILLAGE : 169
VI.4.3. VERIFICATION DES LONGUEURS DE SCELLEMENT 170
VI.4.4. VERIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT 171
VI.5. POUTRE DE LIBAGE : 172
VI.5.1.DIMENSIONNEMENT : 172
VI.5.3ARMATURES LONGITUDINALES : 174
VI.5.4.ARMATURES DE PEAU : 175
VI.5.4.1.Armatures transversales : 175
VI.6.FERRAILLAGE DES LONGRINES 176
VI.6.1.RECOMMANDATION DES REGLEMENTS : 176
VI.6.2. FERRAILLAGE A L'ETAT LIMITE ULTIME : 177
VI.6.3. VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ETAT LIMITE DE SERVICE : 177
VI.5.4.CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES : 178

LISTE DU FIGURE

Figure I-1:Plan de RCD....4
Figure I-2 : Plan d'étage courant. 4
Figure I-3 : Plan d'étage courant. 5
Figure I-4 : Plan de coupe A-A....5
Figure I-5 : Plan de coupe B-B. 6
Figure I-6 : Plan de façade....6
Figure I-3: Diagramme des contraints....10
Figure II-1: dimensionnement de plancher à corps creux. 13
Figure II-2 : Dimensions du corps creux. 14
Figure II-3 : Simple et double cloisons. 15
Figure II-4 : composants d'un plancher terrasse. 16
Figure II-5 : composants d'un plancher courant. 17
Figure II-6 : composants de la dalle de terrasse 18
Figure II-8 : Dimensionnement de la poutre. 19
Figure II-9 : Schéma statique d'une poutre. 20
Figure 2-7 : Section réduite du poteau 24
Figure. 2-8 : représentation du poteau le plus sollicité. 25
Figure 2-10 : les poutres secondaires. 29
Figure 2-9 : les poutres principales. 29
Figure 2-11 : Pré dimensionnement des voiles. 29
Figure III-1 : L'acrotère. 33
Figure III-2 : Section de B.A à l'ELU....35
Figure III-3 : Ferraillage de l'acrotère....38
Figure III-4 : schématisation de la poutrelle avant coulage. 39
Figure III-5 : Choix de disposition des étaiements. 41
Figure III-6 : Différents efforts dans la poutrelle à travées (ELS)....44
Figure III-7 : Différents efforts dans la poutrelle à quatre travées (ELS). 44
Figure III-8 : Différents efforts dans la poutrelle à trois travées (ELU). 46
Figure III-9 : Différents efforts dans la poutrelle à trois travées (ELS). 46
Figure III-10 : Différents efforts dans la poutrelle à cinq travées(ELU). 48
Figure IIII-11 : Différents efforts dans la poutrelle à cinq travées(ELS)....49
Figure III-12 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche) ; En appui (à droite) 50
Figure III-13 : Disposition constructive des armatures....52
Figure III-15 : Représentation d'un escalier. 56
Figure III-16 : Dimensions de l'escalier. 57
Figure III-17 : Schéma statique à l'E.L.S. 60
Figure III-18 : Différents efforts dans les escaliers (ELU). 60
Figure III-19 : Schéma statique à l'E.L.S. 62
Figure III-20 : Différents efforts dans les escaliers (ELS). 62
Figure III-21 : ferraillage des escaliers 67
Figure 3-22 : Dimensionnement de la poutre palière....67
Figure 3-23 : Différents efforts dans la poutre palière(ELU). 69

Figure 3-24 : Différents efforts dans la poutre palière(ELS). 70
Figure III-25 : ferraillage de la poutre palière 74
Figure III-26 : lignes de rupture de dalle plaine. 74
Figures IV.1 : disposition des voiles en plan. 85
Figures IV.2 :2^{em} disposition des voiles en plan. 86
Figures IV.3 : 3^{em} disposition des voiles en plan. 87
Figures IV.4 : dimension des voiles et poteaux. 91
Figures IV.5: spectre de reponce, ... 98
Figures IV.6.Le comportement des trois premiers modes 100
Figure IV-7 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement 105
Figure IV-8 : Distribution des forces sismiques 106
Figure IV-9 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant la direction X et Y .. 107
Figure V-1 : Disposition des armatures pour les poutres. 118
Figure V-2 : Ferraillage des poutres principales, intermédiaires du niveau terrasse. 119
Figure V-3 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires des étages. 119
Figure V-4 : Ferraillages des poutres principales de rive des terrasses. 119
Figure V-5 : Ferraillages des poutres principales de rive des étages. 120
Figure V-6 : Ferraillages des poutres secondaires de l'inter de terrasses. 120
Figure V-7 : Ferraillages des poutres secondaires de l'inter d'étage. 120
Figure V-8 : Ferraillages des poutres secondaires de rive de terrasses 121
Figure V-9 : Ferraillages des poutres secondaires de rive d'étage. 121
Figure V-10 : définition de la zone nodale dans les poteaux. 127
FigureV-11 : Disposition des armatures pour les poteaux. 139
FigureV-12 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 3, 4, 5,6 139
Figure V-13 : Ferraillage des poteaux de rive des étages1,2 140
Figure V-14 : Ferraillage des poteaux intermédiaire des étages RDC 140
Figure V-15 : disposition des armatures verticales dans les voiles. 142
Figure .V-16 : Numérotation des voiles 143
Fig.V.17 : Les armatures transversales et les épingles des voiles 148
Fig.V.18 : La zone de recouvrement des voiles 148
Fig.V.19 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux 153
Fig.V.20 : Armatures du linteau selon le RPA 99 153
Fig.VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS. 158
Fig. VI.2 : Semelle isolée sous poteau. 159
Figure.VI.3 : Les bulles de pression. 163
Figure VI.4 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux 166
Figure VI.5 : Schéma d'une semelle filante sous voile 166

LISTE DU TABLEUX

TableauI-1:Caractéristiques mécaniques d'acier.....11
Tableau I-4 : Diagramme des contraintes de déformation d'acier à l'ELU. 11
Tableau II-1 : charge permanente du mur simple cloison. 15
Tableau II-2 : charge permanente du mur double cloison.....15
Tableau II-3 : Charge permanente du plancher terrasse.....16
Tableau II-4 : Charge permanente du plancher courant.....17
Tableau II-5 : Charge permanente terrasse Dalle pleine. 18
Tableau II-6 : pré dimensionnement des poutres.....21
Tableau II-7 : pré dimensionnement des poteaux.....23
Tableau II-8 : détermination de la longueur de flambement et Calcule deNu 25
Tableau II-9 : Tableau des charges permanentes.....26
Tableau II-10 : Tableau des charges d'exploitation.....27
Tableau II-11 : Tableau de vérification.....27
Tableau II-12 : vérifications de coffrage des poteaux.....28
Tableau II-13 : vérification aux zones nodales.....28
Tableau III-1 : Les charges.....33
Tableau III-2 : Les efforts. 34
Tableau III-3 : Les données.....34
Tableau III-4 : Charges et surcharges de poutrelle. 40
Tableau III-5 : Calcul des moments.....40
Tableau III-6 : Détermination le nombre des étaiements. 41
Tableau III-7 : Actions de calcul des poutrelles après coulage. 42
Tableau III-8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU).....43
Tableau III-9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS). 43
Tableau III-10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU).....45
Tableau III-11 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS). 45
Tableau III-12 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELU).....47
Tableau III-13 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELS). 48
Tableau III-14 : Récapitulations des efforts internes. 49
Tableau III-15 : calcul des armatures.....51
Tableau III-16 : résultats de ferraillage.....52
Tableau III-17 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement 53
Tableau III-18 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.....54
Tableau III-19 : Vérification de la flèche des poutrelles.....55
Tableau III-20 : Poids propre du palier de repos de l'escalier.....58
Tableau III-21 : Poids propre du paillasse de l'escalier.....58
Tableau III-22 : Combinaison des charges de l'escalier. 59

Tableau III-23 :l'effort max a l'ELU. 60
Tableau III-24 :l'effort max a l'ELS. 61
Tableau III-25 : Récapitulation des résultats 62
Tableau III-26 : les données de ferraillage des escaliers. 63
Tableau III-27 : Calcul des sections d'acier de l'escalier. 63
Tableau III-28 : Les armatures de répartition. 63
Tableau III-29 : Vérification de l'espacement. 64
Tableau III-30 : Vérification à l'E.L.S. 64
Tableau III-31 : Vérification de la flèche de l'escalier. 66
Tableau III-32 : pré dimensionnement de la poutre palière. 68
Tableau III-33 : Les efforts agissants sur une poutre palière 69
Tableau III-34 : les données. 70
Tableau III-35 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière. 70
Tableau III-36 : Vérification à l'E.L.S. 73
Tableau III-37 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière. 73
Tableau.III.38 : Travail interne de la 2ème dalle. 75
Tableau.III.39 : Travail externe de la 2ème dalle. 75
Tableau.III.40 : Les données. 76
Tableau.III.41. Ferraillage de la dalle pleine. 76
Tableau.III.42 : Vérification des contraintes à l'état limite de service. 77
Tableau IV-1 : 1er Participation Massique 85
Tableau IV-2 : 2eme Participation Massique 86
Tableau IV-3 : 3eme Participation Massique 87
Tableau IV-4 : Calcul de centre de masse. 88
Tableau IV-5 :Calcul de Centre d'inertie 91
Tableau IV-6 : Calcul de Centre d'excentricité 92
Tableau IV-7 : Calcul de l'excentricité accidentelle. 93
Tableau IV-8 : Calcul de l'excentricité totale 93
Tableau IV.9 : Vérification du coefficient comportement R suivant X 95
Tableau IV.10 : Vérification du coefficient comportement R suivant X en pourcentage. 95
Tableau IV.11 : Vérification du coefficient comportement R suivant Y 96
Tableau IV.12 : Vérification du coefficient comportement R suivant Y en pourcentage 96
Tableau IV.13 : détermination du facteur de qualité Q 97
Tableau IV.14 : Le comportement des trois premiers modes 100
Tableau IV-15 : Coefficient de participation massique 101
Tableau IV-16 : Calcul de la force sismique (M.S.E) 103
Tableau IV-17 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 103
Tableau IV-18 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 104
Tableau IV-19 : Forces sismiques selon la hauteur suivant les deux direction X,Y 106
Tableau IV-20 : calcul du moment de renversement 107
Tableau IV-21 : calcul du moment stabilisant 108
Tableau IV-22 : Verification de stabilisation 108
Tableau IV-23 : Vérification des déplacements inter-étage sens X 109
Tableau IV-24 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y 110

Tableau IV-25 : Verification del'effet P-Δ.....111
Tableau IV-26 : Vérification de cisaillement des éléments 111
Tableau IV-27 : Vérification de cisaillement des poteaux sens X des éléments.....112
Tableau IV-28 : Vérification de cisaillement des poteaux sens Y des éléments.....112
Tableau IV-29 : verification des solicitations normales 113
Tableau V-1 : Les données de calcule.....115
Tableau V-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales.....116
Tableau V-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires.....117
Tableau V-4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales.....117
Tableau V-5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires 118
Tableau V-6 : vérification des poutres principales selon les conditions RPA. 122
Tableau V-7 : vérification des poutres principales selon la condition CBA 122
Tableau V-8 : vérification des poutres secondaires selon les conditions de RPA et CBA123
Tableau V-9 : Calcule de τ_u.....124
Tableau V-10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.....124
Tableau V-11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires ...125
Tableau V-12 : Ferraillage des armatures transversal des poutres principales et secondaires 126
Tableau V-13 : Vérification de la flèche des poutres 1^{er} et 2^{eme} condition. 126
Tableau V-14: Vérification de la flèche des poutres 3^{eme} condition.....126
Tableau V-15 : corrections des moments dans les poteaux à l'ELU. 130
Tableau V-16 : Calcule le ferraillage des poteaux à l'ELU 132
Tableau V-17 : ferraillages longitudinaux des poteaux. 133
Tableau V-18 : vérification des armatures à ELS des poteaux.....134
Tableau V-19 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.....136
Tableau V-20 : les armatures transversales et leurs espacements 138
Tableau V-21 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.....138
Tableau V-22 : Ferraillages verticales des voiles sens X.....143
Tableau V-23 : Ferraillage verticale de voile sens Y.....144
Tableau V-24 : Ferraillage verticale finale des voiles 145
Tableau V-25 : vérifications des ferraillages des voiles à l'ELS.....146
Tableau V-26 : calcul les armatures horizontales et leurs espacements 147
Tableau V.27 : Diamètre des armatures transversaux.....147
Tableau V.28 : Calcul des armateurs verticaux des trumeaux 149
Tableau V.29 : Vérification des armatures à l'ELS des trumeaux 150
Tableau V.30 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux 151
Tableau V.31 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux.....154
Tableau V.32 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux 155
Tableau.VI.1 : Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées.....160
Tableau.VI.2 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS. 160
Tableau VI.3 : Vérification des contraintes à l'ELS des semelles isolées 162
Tableau.VI.4 : Vérification de chevauchement suivant X 163
Tableau.VI.5 : Vérification de chevauchement suivant Y 165
Tableau VI.6 : dimensions des semelles filantes sous voiles 167
Tableau VI.7 : Vérification des contraintes à l'ELS des semelles isolées 168

Tableau VI.8 : vérification de chevauchement des semelles. 168
Tableau VI.9 : Armatures principales des semelles filantes. 169
Tableau VI.10 : Armature de répartition 170
Tableau VI.11 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes. 171
Tableau VI.12 : Vérification de la stabilité au renversement. 171
Tableau VI .13: Dimensionnement de la poutre de libage 172
Tableau VI.14 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage 173
Tableau VI.15 : Détermination des moments de la poutre de libage 174
Tableau VI.16 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU 174
Tableau VI.18 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS. 175
Tableau VI.19 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage. 175
Tableau .VI.20 : Ferraillage longitudinal des longrines 177
Tableau .VI.21: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines 178
Tableau .VI.22 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines. 179

Introduction générale

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le côté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

L'étude sera menée sur un bâtiment en R+6 a usage d'habitation implanté en wilaya de BLIDA, ce dernière est une zone de sismicité fort (zone III), Pour ce faire notre études, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment.
- La troisième étape consiste le calcul des éléments secondaires (l'acrotère, planchers, escaliers, dalles pleines).
- La quatrième étape sera pour traite les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure (centre de masse, centre de torsion, l'excentricité,) ainsi que l'étude sismique qui a été menée par l'utilisation du logiciel de calcul SAP2000 V17.
- La cinquième étape consiste l'étude des portiques et voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure.
- L'estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, le choix du type de fondation le plus convenable, le calcul et le ferraillage de l'ensemble des éléments qui assurent la stabilité de la superstructure, font l'objet de la sixième étape.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Présentation de l'ouvrage :

Il s'agit d'un bâtiment en RDC+6 étages usage d'habitation, qui sera implanter à Blida c'est une zone de forte sismicité (zone III), selon le règlement parasismique Algérienne 99 version 2003. Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement parasismique "RPA99 version 2003" [1]
- Règles de conception et de calcul des structures en béton arme "CBA.93" [2]
- Le DTR. Document technique règlementaire "Charges permanentes et surcharges d'exploitations " [3]

La communication verticale d'un étage à l'autre s'effectue conjointement par un escalier,

Les planchers sont constitués de dalles en corps creux et pleines assurant une rigidité du diaphragme horizontal et une sécurité contre l'incendie.

I.2 Description de l'ouvrage :

I.2.1 -Dimension en élévation :

- Hauteur du RDC :……..+3.23m
- Hauteur de l'étage courant :……+3.23m
- Hauteur total du bâtiment :…….22.61m sans acrotère

I.2.2 -Dimension en plan :

- La longueur du bâtiment à la base :……. 18.30m
- La largeur :……... 29.55m

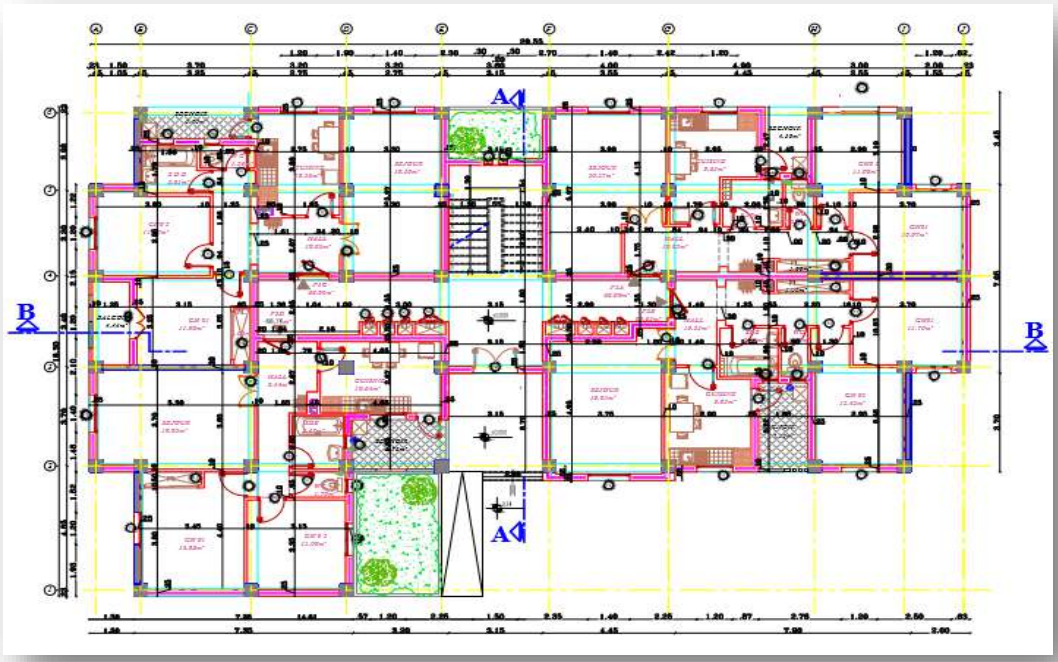


Figure I-1:Plan de RCD

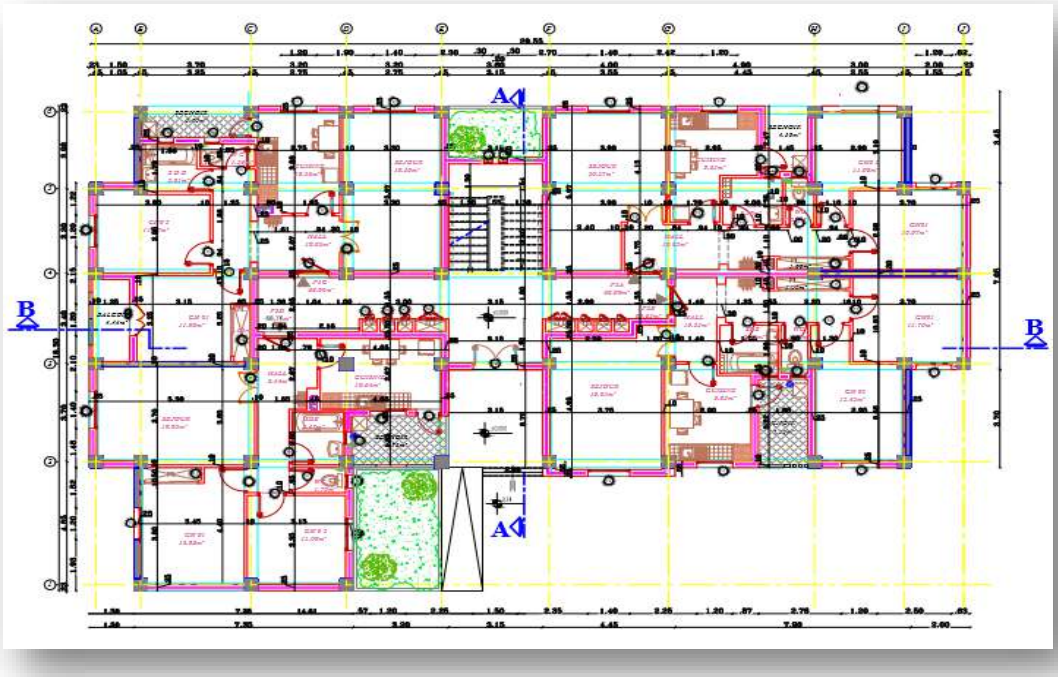


Figure I-2 : Plan d'étage courant.

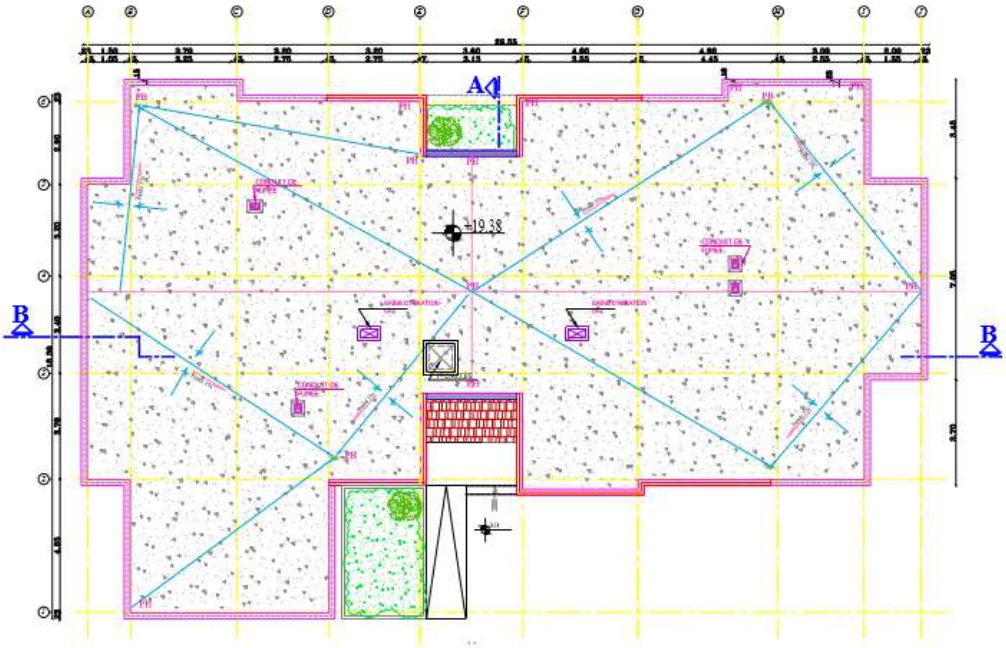


Figure I-3 : Plan d'étage courant.

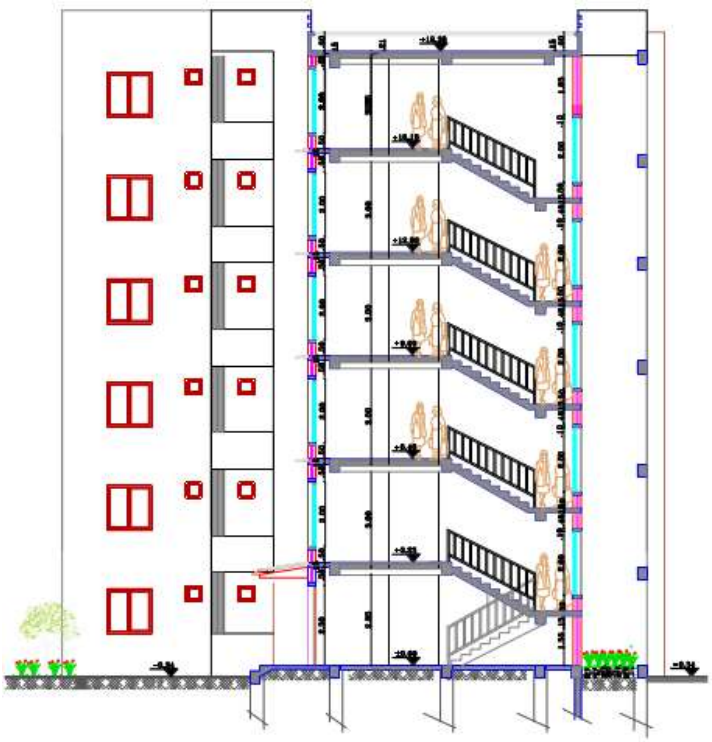


Figure I-4 : Plan de coupe A-A.



Figure I-5 : Plan de coupe B-B.



Figure I-6 : Plan de façade.

I.2.3. Système de contreventement :

On adopte pour notre projet qui comporte une hauteur 22.61m, un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique voile.

Ce système est préconisé par l'article **►►Art [3.4.A] ◄◄ du RPA99, 2003 [1].**

I.3 Description de la structure :

I.3.1. Planchers :

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- planchers à corps creux ;
- Planchers à dalle pleine.

I.3.2. Maçonnerie :

On a deux types :

1- Murs extérieurs : sont composés de :

- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Une lame d'air de 10 cm d'épaisseur.
- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

2- **Murs intérieurs** : sont des cloisons de séparations de 10 d'épaisseur.

I.3.3Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds
- Mortier de ciment pour Crépissages des façades extérieurs et intérieurs

I.3.4. Le plafond :

Réalisé sous l'élément porteur, enduit de plâtre, plaques préfabriquées.

I.3.5. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère créé en béton armé, de 80 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.3.6. L'infrastructure :

- C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la

structure au bon sol. Pour notre projet les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol. σ_{sol}**=2.00bar** avec 1.5 m d'encrage .

- Les fondations superficielles de type semelles isolées ou filantes, reliées par des longrines.

I.3.7. Les escaliers :

On a le type d'escalier droit composée deux volées, escalier en béton armé coulé sur place a paillasse adjacente les marches seront revêtues en carrelage.

I.3.8 Taux de travail du sol :

- Le sol sur lequel sera implanté l'ouvrage. La contrainte admissible du sol est de 2.00bar=0.2Mpa {une profondeur d'ancrage de 1.50m le site est classé dans la catégorie S3 (sol meuble) selon le Règlement Parasismique Algérien RPA99 Version 2003.

I.4 CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX :

Les bétons et les aciers seront choisi conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton arme (CBA 93) les règlements en vigueur en Algérie.

I.4.1 Béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées, …). Avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

a) Composition du béton :

Le dosage de différents constituants du béton dépend de type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de ses facteurs extérieurs, tel que la température.

- **350 kg/m²** de ciment de classe CPJ 425.
- **400L** de sable de diamètre 0 à 5 mm.
- **800L**de gravier de diamètre 15 à 25 mm.
- **175L**d'eau de gâchage.

Caractéristiques Physique et Mécaniques de Béton :

1. Masse Volumique :

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³.cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500Kg/m³.

2. Retrait Hygrométrique :

Au cours de sa vie le béton subit une variation de son volume lorsque le béton conserve dans une atmosphère séché, il diminue de volume c'est le retrait.

3. Résistance caractéristique à la compression : selon le CBA93►►Art [A.2.1.1.1] ◄◄ [2]

Dans le cas courant un béton est défini par la valeur de sa résistance a la compression a l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28} =25 Mpa à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais.

Ces essais consistent en l'écrasement au moyen d'une presse, des éprouvettes constituées par des cylindres droits de béton ayant une section de 200cm^2

(Ø = 16cm) et une hauteur de 32cm.

Le **C.B.A93** préconise pour j< 28 jours

- $f_{c28} \leq 40Mpa \rightarrow f_{cj} = \dfrac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83j}$
- $f_{c28} > 40Mpa \rightarrow f_{cj} = \dfrac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95j}$

4. Résistance caractéristique à la traction : selon le CBA93►►Art [A.2.1.1.2] ◄◄ [2]

La résistance à la traction du béton ftj est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation :

- $f$tj= 0.6 + 0.06 $f$cj avec fcj et ftj en Mpa

b) **Module d'élasticité :**

1. Module de déformation longitudinale au béton :

Les règles CBA93 le fixe à la valeur suivante

☞ Module instantané pour les charges d'une durée d'application <24 h

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_i = 32164.195Mpa$

☞ Module différé pour les charges de longue durée

$E_i = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_i = 10818.900Mpa$

2. Module d'élasticité transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par : $G = \dfrac{E}{2(1+v)}$

Et en simplifiant G=0,41.10^7

La contrainte de calcul béton comprimé :

i. Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) :

- La courbe est sous forme d'une parabole

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta.\gamma_b\left(1-\frac{2-\zeta_{bc}}{2}\right)}$$

- La courbe est sous forme d'une droite

Constante $\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$

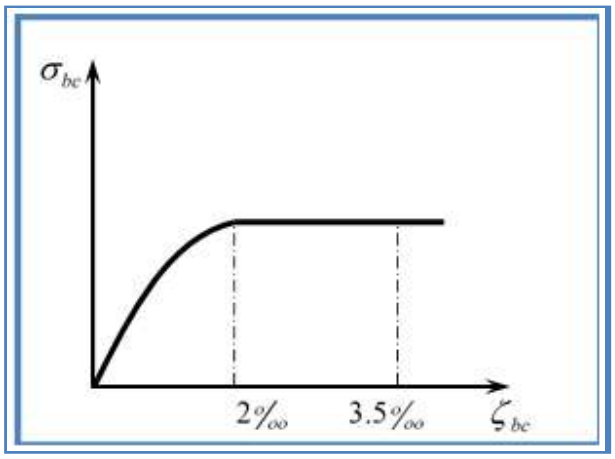


Figure I-3: Diagramme des contraints

ii. Etat Limite Service (E.L.S) :

La contrainte admissible du béton à la Compression :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \rightarrow \sigma_{bc} = 15Mpa$$

Coefficient de poisson :

$$\upsilon = \frac{\delta a / a}{\delta L / L} \rightarrow \begin{matrix} \upsilon = 0.2 \ \ E.LS \\ \upsilon = 0.0 \ \ E.L.U \end{matrix}$$

Avec :

$\frac{\delta a}{a}$: Allongement relatif de la section transversale

$\frac{\delta L}{L}$: Allongement relatif de la section longitudinale

I.4.2 Les armatures :

a) 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*** ٪ de carbone.

b) Caractéristiques mécaniques :

TableauI-1: Caractéristiques mécaniques d'acier.

Nature de l'acier	Utilisation	Nuance	Fe (Mpa)
Ronds lisses RL	Armatures transversales	FeE 215	215
Barres à haute adhérence HA	Armature longitudinale	FeE400	400
Treillis soudés TS	Dalles	TLE520	520

c) Contrainte de calcul d'acier :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ζ.

✓ **Etat Limite Ultime (E.L.U) :**

- f_e : limite d'élasticité de l'acier ➔ $f_e = 400Mpa$
- E_s : module d'élasticité de l'acier ➔ $E_s = 2.10^5 Mpa$
- γ_s : coefficient de sécurité ➔ $\gamma_s = 1.15$ (Généralement)
- γ_s : coefficient de sécurité ➔ $\gamma_s = 1$ (Situation accidentelle)

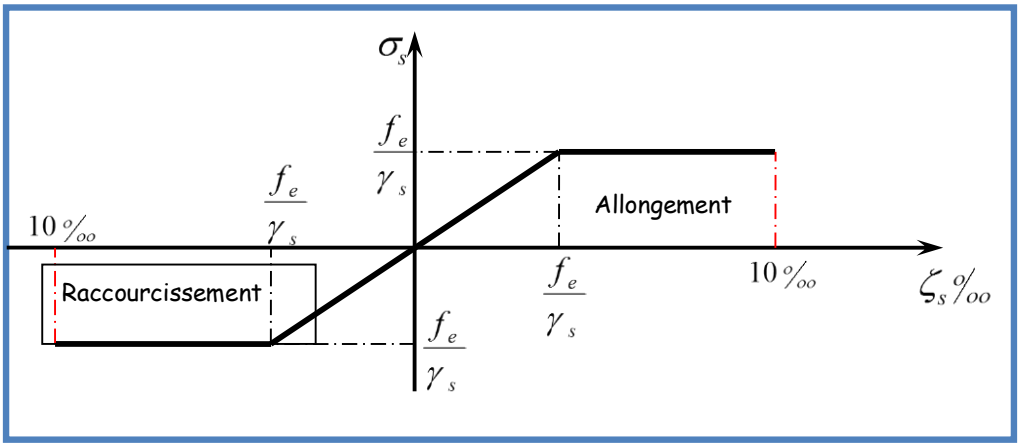


Tableau I-4 : Diagramme des contraintes de déformation d'acier à l'ELU.

✓ **Etat Limite Service (E.L.S) :**

C'est l'état de vérification des contraires en trois cas :

- Fissuration peu nuisible :

Pas de vérification $\overline{\sigma_s} = f_e$

- Fissuration préjudiciable :

À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{2}{3} f_e \ , \ 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$

- Fissuration très préjudiciable :

À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{1}{2} f_e \ , \ 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$

Avec :

$\eta = 1.0$ ..... pour les aciers rends lisses (R.L).

$\eta = 1.6$ .....pour les aciers de hautes adhérence (H.L).

Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport de : $n=\frac{Es}{Eb} = 15$

n : Coefficient d'équivalence.

Es : Module de déformation de l'acier.

Eb : Module de déformation du béton.

CHAPITRE II :
Pré dimensionnement des Éléments structuraux

II.1. Introduction :

Le but du Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

II .2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

- La séparation des différents niveaux.
- Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

II .2.1.Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide des deux formules suivantes :

- $L/20 \geq ht \geq L/25$ [1]
- $ht \geq L/22.5$

Avec :

- L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.
- Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 4.35 m.
  - $4.35/20 \geq ht \geq 4.35/25 \Rightarrow 21.75\ cm \geq ht \geq 17.4\ cm.$
  - et $ht \geq 4.35/22.5 \Rightarrow ht \geq 19.33\ cm.$

On choisit : ht = 20cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type (16+4)

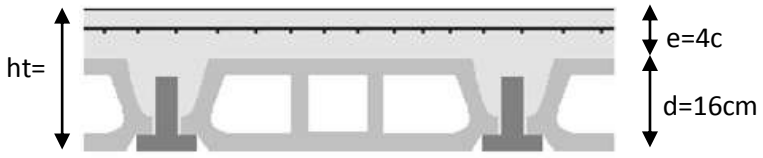


Figure II-1: dimensionnement de plancher à corps creux.

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

- ht ≥ 16 cm

D'où on a : 20 cm >16 cm….. (CV).

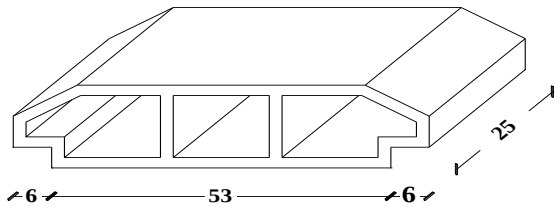


Figure II-2 : Dimensions du corps creux.

II .2.2. Les dalles pleines :

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

1. **Critère de résistance :** [1]

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

(Lx/50) ≤ep≤ (L x /40)

- dalle reposant sur deux appuis :

(Lx / 35)≤ep≤(Lx / 30)

Où :
ep : épaisseur de la dalle.
L : la plus grande portée mesurée entre nu.

2. **Sécurité contre l'incendie :** [1]

- ep = 7cm **:** peut assurer un coupe-feu d'une heure.
- ep = 11cm **:** peut assurer un coupe-feu de deux

3. **condition d'isolation acoustique :** [1]

ep≥15 cm.

- Critère de résistance $3.60/50 \le ep \le 3.60/40 \Rightarrow 7.2 \le ep \le 9$
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

Conclusion :

Pour la dalle plaine on adoptera **:** e_p = 15cm**.**

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations

II.3.1. Maçonnerie :

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II-1 : charge permanente du mur simple cloison.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**1.62**

II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau II-2 : charge permanente du mur double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	L'âme d'air	0.10	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**2.52**

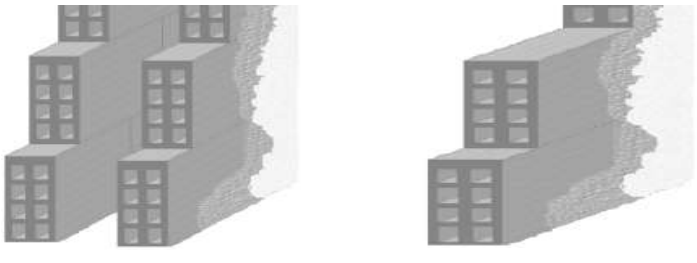


Figure II-3 : Simple et double cloisons.

II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau II-3 : Charge permanente du plancher terrasse.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.05	1
2	Étanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0,1	2.2
5	Polystyrène dense isolante	0.04	0.16
6	Pare vapeur	0.01	0.06
7	Film polyane	-	0.01
8	Plancher corps creux	0.16+0.04	2.8
9	Enduit de plâtre	0.02	0.2
		G	**6.6**

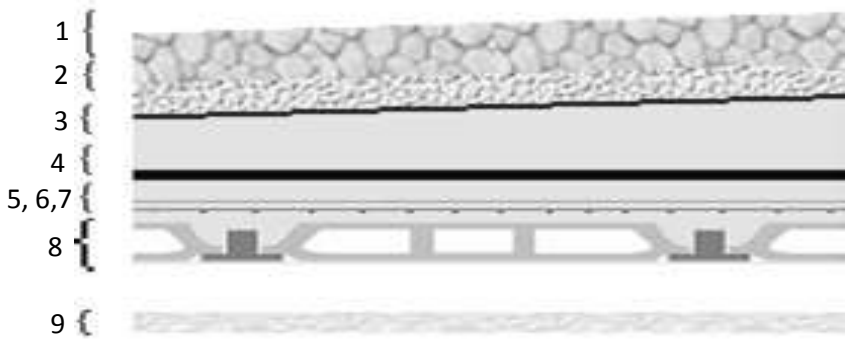


Figure II-4 : composants d'un plancher terrasse.

II.3.2.b. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible Q = 1 KN/m^2.

II.3.3. Plancher courant :

II.3.3.a. Charges permanentes :

Tableau II-4 : Charge permanente du plancher courant.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.02	0.4
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Plancher corps creux	0.16+0.04	2.8
5	Enduit de plâtre	0.02	0.2
6	mur simple cloison	0.1	1.62
		G	**6.00**



Figure II-5 : composants d'un plancher courant.

II.3.3.b. charges d'exploitation : [3]

Q_1 =1.5 KN /m^2 (habitation)

II.3.4. Dalle pleine :

II.3.4.a. Terrasse :

Tableau II-5 : Charge permanente terrasse Dalle pleine.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé (25/40)	0.05	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier Kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.15	3.30
5	Film polyane	-	0.01
6	Polystyrène (isolant thermique)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.02
8	Dalle pleine	0.15	3.75
9	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G	**8.77**

II.3.4.b. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible Q = 1 KN/m^2.

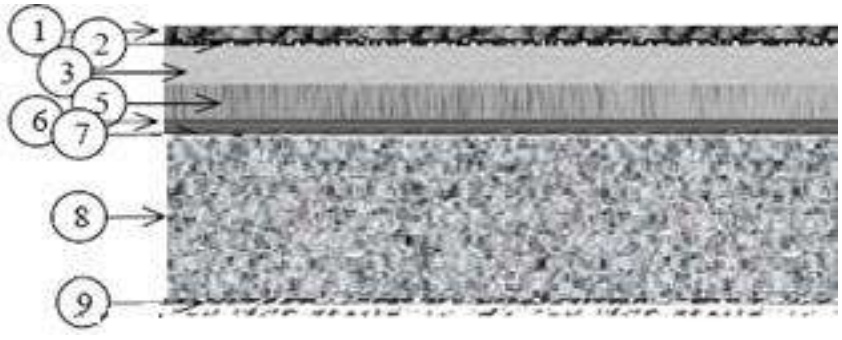


Figure II-6 : composants de la dalle de terrasse

II.4.Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

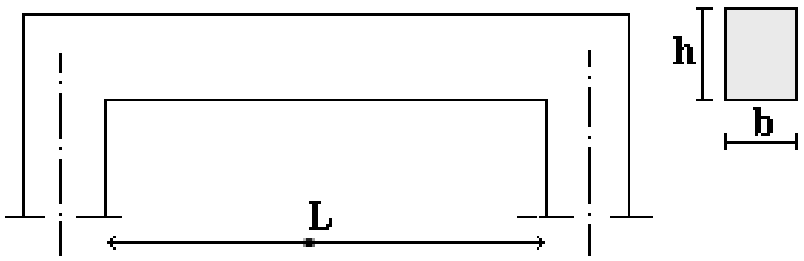


Figure II-8 : Dimensionnement de la poutre.

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10 [1]
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont :

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm… [**RPA99 version 2003**]
- h/b ≤ 4
- bmax ≤ 1.5+b1

Nous choisissons le sens longitudinal (parallèle à Y-Y) comme sens porteur.

Les poutrelles des planchers à corps creux sont parallèles à X-X pour nôtres bâtiments.

- ✓ **Vérification de la flèche : [1]**
- ✓ Le choix final des sections des poutres dépend de la vérification de la flèche qui se traduit par : $f_{max} < \overline{f}$

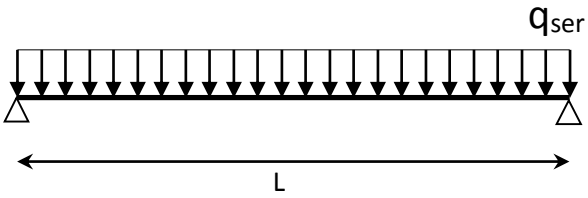


Figure II-9 : Schéma statique d'une poutre.

La flèche admissible est égale à :

$$\begin{cases} \overline{f} = 0{,}5 + \dfrac{L(cm)}{1000} \text{.....} si : L > 500cm \\ \overline{f} = \dfrac{L(cm)}{500} \text{.....} si : L \le 500cm \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément repartie, la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_{vj} \times I_b}$$

Avec :

- Fmax : La flèche maximale de la poutre.
- L : La portée de la poutre.
- h : La hauteur de la poutre.
- b : La largeur de la poutre.
- q : La charge uniformément répartie a l'ELS, q = G + Gmur+Q (on prend les charges les plus défavorables).
- G : La charge permanente reprise par la poutre.
- G : La charge permanente reprise par le mur extérieur.
- Q : La charge d'exploitation supportée par la poutre.
- Evj : module de Young différé du béton armé. : Evj =10818.86 MPa
- I_b : Le moment d'inertie de la poutre au plan de flexion.

$$I_b = \frac{bh^3}{12}$$

Tableau II-6 : pré dimensionnement des poutres.

	poutres principales	**poutres secondaires**
Conditions de résistance	L_{max}= 4.75 m ⇒ 31.66cm ≤ h ≤47.5cm on adopte h = 40 cm ⇒12 cm ≤ b ≤ 28 cm on adopte b = 30 cm	L_{max} = 4.20 m ⇒28 cm ≤ h ≤ 42 cm on adopte h = 35 cm ⇒10.5 cm ≤ b ≤ 24.5 cm On adopte b = 30 cm
Vérification selonle RPA 99	h=40cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.33	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.17≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.083) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.092) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 40cm ; b = 30 cm	h = 35 cm ; b = 30 cm

✓ **Vérification de la flèche :**

❖ **Poutre principale :**

On a : L=4.75m<5m

Donc : f=$\frac{475}{500}$=0.95cm

♦ **Plancher-terrasse :**

- Poids propre de la poutre : G_p = 0.3 x 0.40 x 25 = 3 KN/ml.

- Poids propre du plancher-terrasse :

$G_{plancher}$ = 6.6 x (3.3 - 0.3) = 19.8KN/ml.

$Q_{plancher}$ = 1.00 x (3.3) = 3.3 KN/ml.

- Poids total: P_{tot}= G_p + $G_{plancher}$ + $Q_{plancher}$ = 26.1 KN/ml.

♦ **Plancher courant :**

- Poids propre du plancher courant :

$G_{plancher}$ = 6 x (3.3 - 0.3) = 18 KN/ml.

$Q_{plancher}$ = 1.5 x (3.3)= 4.95KN/ml.

- Poidstotal:P_{tot} = G_p + $G_{plancher}$ + $Q_{plancher}$ = 25.95KN/ml.

Alors :

on prend $P_{tot,max}$=26.1KN/ml La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$F \leq F_{limite}$

F = 12x5x26.1x (4.75)^4/ (384x10818,86 x 0.3x (0.4)^3)

F = 0.91 cm

0.91 cm<F_{limite}= 0.95 cm…….. (C.V)

Conclusion

Pour les poutres principales (porteuses), on adoptera la section suivante :

(b x h) = (30 x 40) cm2

- **Poutre secondaire :**

On a : L=4.20m<5m

Donc : f=$\frac{420}{500}$=0.84cm

- **Plancher-terrasse :**

- Poids propre de la poutre : G_p = 0.3 x 0.35 x 25 = 2.625 KN/ml.

- Poids propre du plancher-terrasse :

$G_{plancher}$ = 6.6 x (1.72– 0.3) = 9.40 KN/ml.

$Q_{plancher}$ = 1x (3.45) = 3.45KN/ml.

- Poids total: $P_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}$ = 15.475 KN/ml.

Alors :

on prend $P_{tot,max}$= 15.475 KN/ml La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$F \leq F_{limite}$

F = 12x5x15.475 x (4.2)^4/ (384x32164.2x 0.3x (0.35)^3)

F = 0.462 cm

0.462 cm<F_{limite}= 0.87 cm…… (C.V)

Conclusion

Pour les poutres secondaires (non porteuses), on adoptera la section suivante :

(b x h) = (30 x 35) cm2

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut pré dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime (NU=1,35G+1,5Q)

II.5.A.1. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est (4-H).

II.5.A.2. Dimensions des poteaux :

MIN (b_1, h_1) ≥ 30cm.

Tableau II-7 : pré dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		6eme	5eme	4eme	3eme	2eme	1er	RDC
Dimension du poteau	b_1 (cm)	35	35	40	40	45	45	45
	h_1 (cm)	35	35	40	40	45	45	45

II.5.A.3. Calcul de la longueur de flambement L_f et Calcul de l'effort N_u :

❖ Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement L_f comme suit :

➢ 0.7×L_0 : si le poteau est à ses extrémités :

- Soit encastré dans un massif de fondation.
- Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

➢ L_0 : dans les autres cas.

Avec L_0 = 3.23m :

Est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher.

❖ L'effort normal admissible est :

➢ $$N_{ultime} = \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$$ [CBA 93 article B 8.4.1]

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul $\mathbf{A = \frac{B}{1000}}$

B_r : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \le 50 \\ \alpha = 0.6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \le \lambda \le 70 \end{cases}$$

[CBA 93 article B 8.4.1]

Avec : $\lambda = \dfrac{L_f}{i}$: **C'est** l'élancement mécanique

$\mathbf{L_f = 0.7\ L_0}$ **:** C'est la longueur de flambement.

$i = \sqrt{\dfrac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration ; où :

$i = \dfrac{b}{\sqrt{12}}$ $\quad I = \dfrac{h.b^3}{12}$ (Poteau carré).

$i = \dfrac{D}{4}$ $\quad I = \dfrac{\pi D^4}{64}$ (Poteau circulaire).

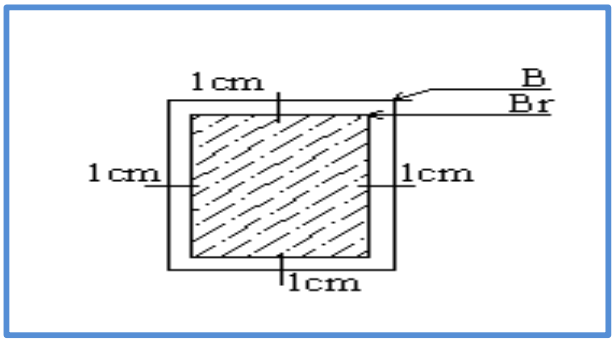


Figure 2-7 : Section réduite du poteau

Pour cela on va procéder à la vérification suivante ; à chaque niveau avec un tableau (Excel) :

Tableau II-8 : détermination de la longueur de flambement et Calcule de$\overline{N}_u$

étage	(a*a)	Lf (m)	i= (m)	λ	fc28(Mpa)	B (cm2)	α	NU (kN)
6	35x35	2.26	0.10	22.6	25	1225	0.786	1618.09
5	35x35	2.26	0.10	22.6	25	1225	0.786	1618.09
4	40x40	2.26	0.12	18.83	25	1600	0.800	2183.58
3	40x40	2.26	0.12	18.83	25	1600	0.80	2183.58
2	45x45	2.26	0.13	17.38	25	2025	0.81	2830.34
1	45x45	2.26	0.13	17.38	25	2025	0.81	2830.34
RDC	45x45	2.26	0.13	17.38	25	2025	0.81	2830.34

II.5.A.5. Détermination des charges et surcharge :

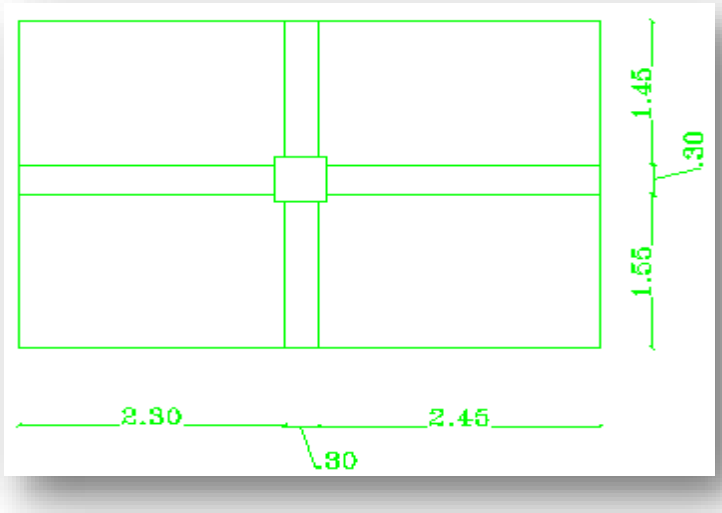


Figure. 2-8 : représentation du poteau le plus

• Surface du plancher revenant au poteau :

S_p= (3.30-0.3) x (5.05-0.30) $\Rightarrow S_p$=14.25 m^2

• Surface totale :

S_t= 3.3 x 5.05 ⇒St=16.66m^2

II.5.A.6. Descente des charges :

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau avec un tableau (Excel), ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

II.5.A.6.a. Charges Permanente :

Tableau II-9 : Tableau des charges permanentes

étage	G Plancher (KN)	G pot (KN)	G Pp (KN)	G Ps (KN)	G (KN)	G Cum (KN)
6	92.07	9.891875	13.8	7.74375	123.50563	123.50563
5	83.7	9.891875	13.8	7.74375	115.13563	238.64125
4	83.7	12.92	13.65	7.6125	117.8825	356.52375
3	83.7	12.92	13.65	7.6125	117.8825	474.40625
2	83.7	16.351875	13.5	7.48125	121.03313	595.43938
1	83.7	16.351875	13.5	7.48125	121.03313	716.4725
RDC	83.7	16.351875	13.5	7.48125	121.03313	837.50563

II.5.A.6.b. Charges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

- $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n)$[Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2 article 6.3]

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2,…,Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage.

Tableau II-10 : Tableau des charges d'exploitation

étage		Q (KN)	n	3+n/2n	Qcum (kN)
6	Q0	16.335	0	-	16.335
5	Q1	24.5025	1	1	40,8375
4	Q2	24.5025	2	0.95	62,88975
3	Q3	24.5025	3	0.9	82,49175
2	Q4	24.5025	4	0.85	99,6435
1	Q5	24.5025	5	0.8	114,345
RDC	Q6	24.5025	6	0.75	126,59625

Effort normal de résistance : $\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \overline{N_u} = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u \end{cases}$ *CBA*93 : *art.B*8.1.1

Tableau II-11 : Tableau de vérification.

Etage	Gcum (KN)	Qcum (kN)	NU	1,1*NU	NU (kN)	vérification
6	123.50563	16.335	191,2275	210,35025	1618.0893	(cv)
5	238.64125	40.8375	383,42025	421,76228	1618.0893	(cv)
4	356.52375	62.88975	575,79863	633,37849	2183.5808	(cv)
3	474.40625	82.49175	764,17763	840,59539	2183.5808	(cv)
2	595.43938	94.743	953,29575	1048,6253	2830.3446	(cv)
1	716.4725	108.21938	1138,752	1252,6272	2830.3446	(cv)
RDC	837.50563	121.34571	1320,5194	1452,5713	2830.3446	(cv)

II.5.A.7. Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II-12 : vérifications de coffrage des poteaux.

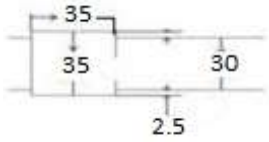
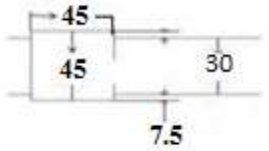
Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 40cm ≥ 30 cm	**(CV)**
Min (b, h) ≥he /20	Min (b, h) =40cm≥ (he/20) = (3.23 - 0.40)/20=14.15cm	**(CV)**
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=0.75 ≤ 4	**(CV)**

II.5.A.8. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h1+b1$
- $d \leq Max\ (b_1/2\ ;\ h1/2)$

Tableau II-13 : vérification aux zones nodales.

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max ($b_1/2;h_1/2$)	$d \leq$ Max ($b_1/2;h_1/2$)
	30	35	35	(CV)	2.5	17.5	(CV)
	30	45	45	(CV)	7.5	22.5	(CV)

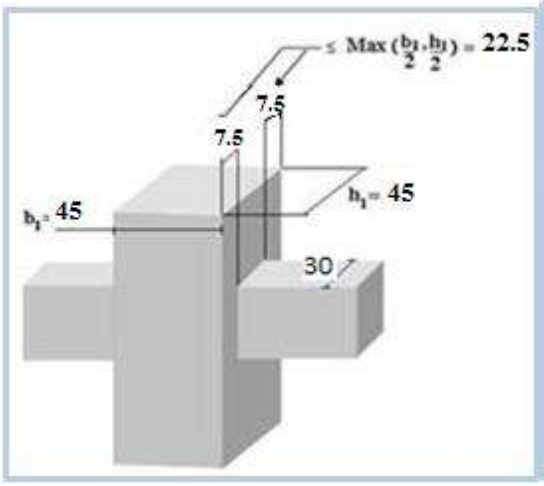


Figure 2-9 : les poutres principales.

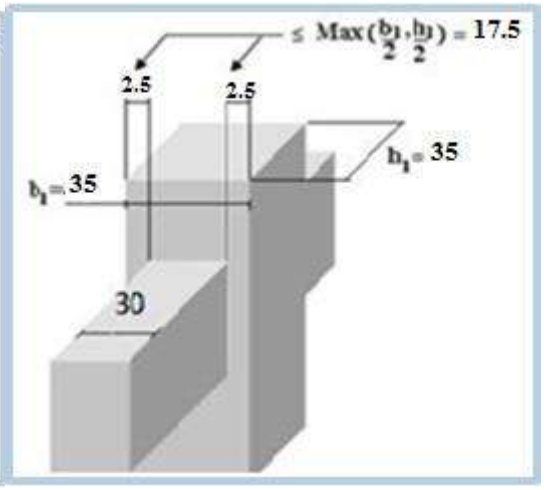


Figure 2-10 : les poutres secondaires.

II.6. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

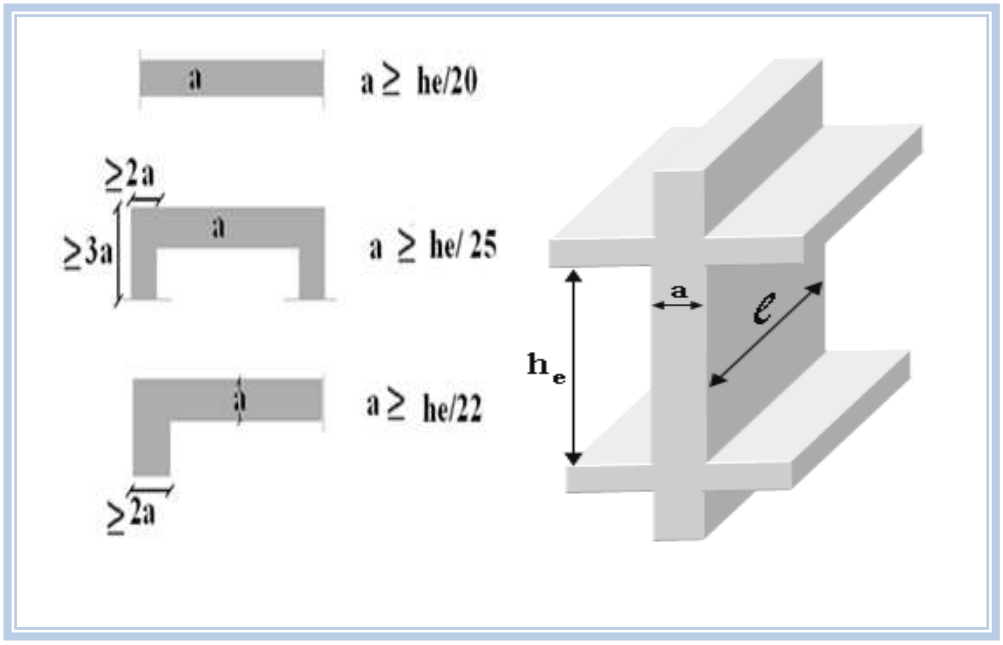


Figure 2-11 : Pré dimensionnement des voiles.

Dans notre cas on a :

- he= 3.23-0.40=2.83m.
- a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20)

a ≥MAX (15 cm ; 11.32cm;12.57 cm;14.15 cm)

a ≥15 cm

a =15 cm

CHAPITRE III :

Calcul des éléments secondaires

III. l'acrotère :

III.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément structural secondaire contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

- **Observation :**

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Il est réalisé en béton arme.

L'acrotère est soumis a son poids propre (G) qui donne un effort normal NG et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1 kN/ml représente la force de la main courante provoquant un moment de flexion.

Donc le calcul s'effectue pour une bande de 1m de largeur soumise à la flexion composée.

Soit une section de (10*100 cm2) bande de 1m.

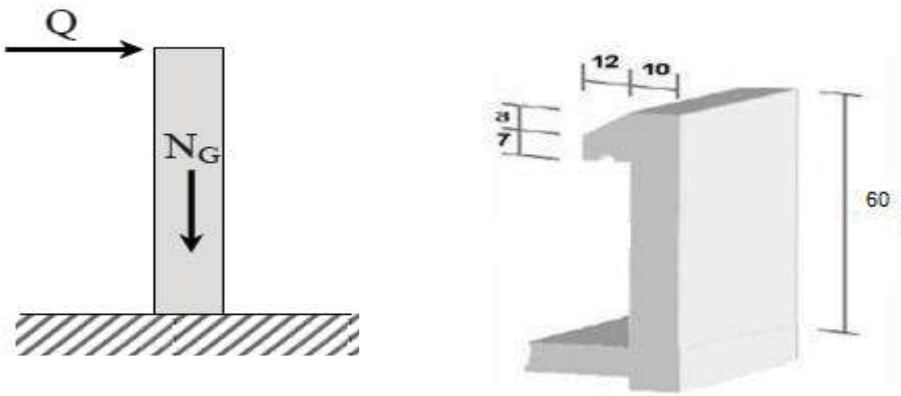


Figure III-1 : L'acrotère.

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations :

Tableau III-1 : Les charges.

Charge permanente G [KN/ml]	**((0.6*0.1)+(0.07*0.12)+(0.03*(0.12/2)))*25*1 = 1.755**
Charge d'exploitation Q [KN/ml]	**1**

III.1.2. Calcul des efforts :

Tableau III-2 : Les efforts.

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : Nu (kN)	1,35 * G= 2.369	**G = 1.755**
Effort tranchant : Tu (kN)	1,5 * Q = 1.5	**Q = 1**
Moment d'encastrement : Mu (kN.m)	1,5 * Q * h =0.9	**Q * h = 0.6**

III.1.3. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Tableau III-3 : Les données.

Données			
f_{c28}	25 MPa	h	**10 cm**
f_{t28}	2,1 MPa	d	**7.5 cm**
f_e	400 MPa	c	**2.5 cm**
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	c'	**2.5 cm**
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	**100 cm**

III.1.3.a. À E L U :

❖ **Calcul de l'excentricité :**

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.900}{2.369} \Rightarrow e0 = 38$ cm

On a :

$e_0 = 38\ cm > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ cm

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. Alors on a une section partiellement comprimée.

❖ **Calcul du moment de flexion :**

e: distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

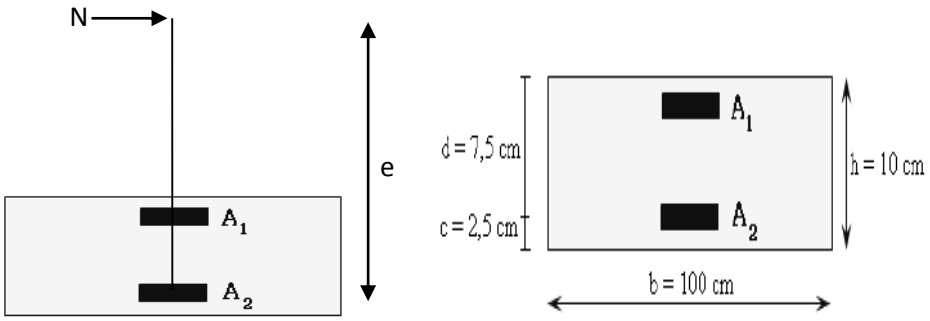


Figure III-2 : Section de B.A à l'ELU

$e = e0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow \quad e \quad = \quad 0.405 \text{ m}$

$M1 = N * e \qquad \Rightarrow M1 = 0.96 \text{ kN.m}$

❖ **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion simple :

$$\mu = \frac{M_f}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} \Rightarrow \mu = 0.012$$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \begin{cases} A'_1 = 0 \\ ß \quad = 0.994 \end{cases}$

$$A_1 = \frac{M_f}{(\sigma_s * \beta * d)} \Rightarrow A1 = 0{,}370 \text{ cm}^2$$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow A = 0.302 \text{ cm}^2$

Et : $A' = A'_1 \Rightarrow \quad A' = 0 \text{ cm}^2$

Donc : $\begin{cases} A = 0.302 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \text{ cm}^2 \end{cases}$

❖ **Condition de non fragilité : [1]**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 1 \text{ cm}^2 > A = 0.302 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = A_{min} = 1.00 \text{ cm}^2$

On adoptera : A = 4 HA 8 = 2.01 cm²

❖ **Armatures de répartition : [1]**

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.50 \leq Ar \leq 1.005$

Donc, on prendra : Ar = 3 HA 8 = 1.50 cm²

❖ **Espacement :** **[1]**

S_t=25 cm ≤ S_{min} =min [3h=30 cm ;33 cm]=30 cm

Srép=15 cm ≤ S_{min}=min [4h=40 cm : 45 cm]=40 cm

III.1.3.b. Vérification à l'E.L.S : [1]

Données : N_{ser} = 1.755 kN

M_{ser} = 0.6kN.m

❖ **Calcul de l'excentricité :**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.755} = 34.19cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,cm < e_0 = 34.19cm$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où : Bo = b*h+ 15 (A + A') ⇒ Bo = 1030,15 cm².

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15(A'c + Ad)] \Rightarrow \upsilon 1 = 5{,}073$ cm.

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon 2 = 4{,}926$ cm.

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^{3)} + 15[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c)^2] \Rightarrow I = 8513.68\ cm^4$.

Alors : $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Donc : e_0= 34,19cm> $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que : $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où : $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15k(d - y_1)$

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante :

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

tq y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -29.19cm < 0".

❖ **Application numérique :**

$$\begin{cases} p = -2489.80\text{cm}^2 \\ q = +47307.84\text{cm}^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient : $y_2^3 - 2489.80\,y_2 + 47307.84 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -4.85\text{x}10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \dfrac{3q}{2p}\sqrt{\dfrac{-3}{p}} = -0.989 \Rightarrow \varphi = 171.62° \\ a = 2\sqrt{\dfrac{-p}{3}} = 57.61 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont : $y_2 = \begin{cases} a\cos(\dfrac{\varphi}{3}) = 31.20\text{ cm} \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 120) = -57.54\text{ cm} \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 240) = 26.34\text{cm} \end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante :

$0 < y_1 = y_2 + C < h$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc : $\begin{cases} y_2 = 31.20\text{cm} \\ y_1 = y_2 + C = 2.01\text{cm} \end{cases}$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2}b\,y_1^2 + 15\left[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)\right]$$

$$S_{xx'} = 36.48\text{cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1755}{36481} = 0.0481\,\text{N/mm}^3$$

$$\sigma_b = K\,y_1 = 0.0481 \times 20.1 = 0.967\,\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\,f_{c28} = 15\,\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.0481 \times (75 - 20.1) = 39.61\,\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 333.33\,\text{MPa}; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\,\text{MPa}\right] = 201.633\,\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 39.61\,\text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.633\,\text{MPa}$$

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U.

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant :[1]

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à: $F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

$$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9x0.075} = -11.83kN$$

F<0, Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction,

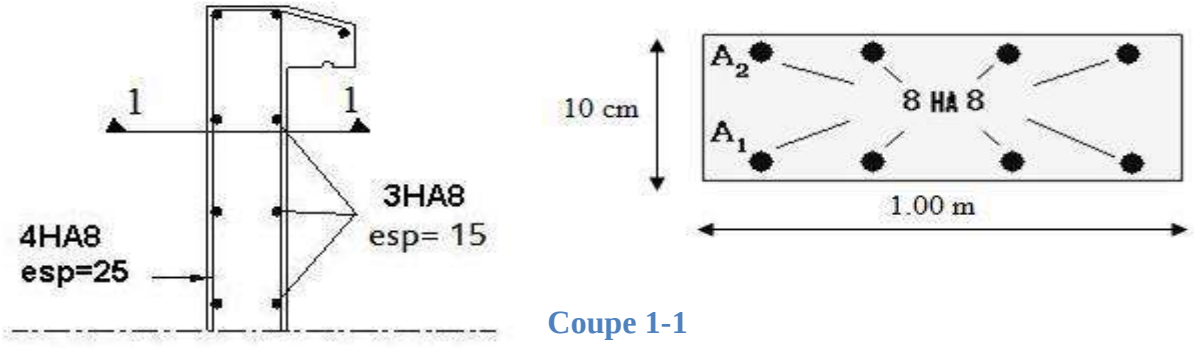
Donc pas de vérification à faire.

III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme : [2]

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivant :

- F_p = 4.A.C_p.W_p. (Art.6.2.3)
  - A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage, zone III)
  - C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A tab. 6.1)
  - W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
  - A=0.25 ; Cp=0.80 ; Wp= 2.255 KN.
- $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.755 = 1.404\,\text{KN}$
- $F_p = 1.404\,\text{KN} < T = 1.5\,\text{KN}$ .....(cv)

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.



Coupe 1-1

Figure III-3 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitations, il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour les poutrelles.

III2.1. Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.2.2.1. avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes :

- son poids propre.
- le poids de corps creux (entrevous).
- une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

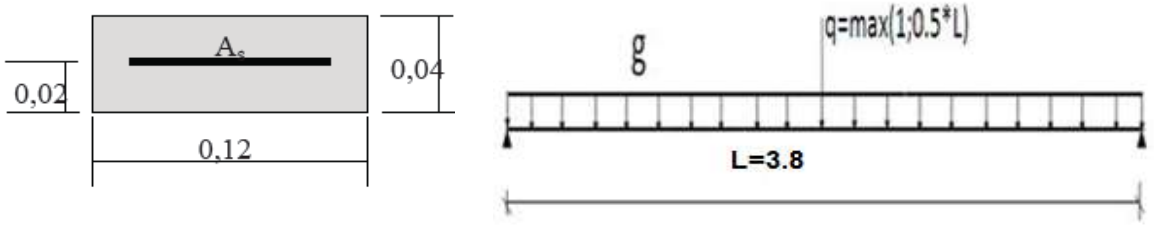


Figure III-4 : schématisation de la poutrelle avant coulage.

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

Tableau III-4 : Charges et surcharges de

	La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
A-B	3.80	1.9	poids de poutrelle	poids du corps creux
			0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
			0.77	

Le calcul en flexion simple nous octroie :

Tableau III-5 : Calcul des moments.

$M_G(KN.m)$	$M_Q(KN.m)$	$M_U(KN.m)$
$\frac{GL^2}{8} = 1.39$	$\frac{QL}{4} = 1.80$	**1.35MG+1.5MQ=4.58**

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2} = \frac{4.58 * 10^6}{14.2 * 120 * 20^2} = 6.816 \gg \mu_{max} = 0.392$$

Cette valeur de μ=6.816 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

- $f = \frac{2.05*(1.35G+1.5Q)*l^4}{384*E*I}$…… pour la poutre continue
- $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm …… pour L >5m
- $\bar{f} = \frac{L}{500}$…… pour L <5m

Tableau III-6 : Détermination le nombre des étaiements.

N° Etais	L poutrelle	G	Q	MG KN,m	MQ KN,m	MU KN,m	U	Umax	Vérif
0	4,65	0,77	2,325	2,08	2,70	6,86	10,070	0,392	(cnv)
1	2,325	0,77	1,1625	0,52	0,68	1,72	1,119	0,392	(cnv)
2	1,55	0,77	1	0,23	0,39	0,89	0,583	0,392	(cnv)
3	1,1625	0,77	1	0,13	0,29	0,61	0,399	0,392	(cnv)
4	0,93	0,77	1	0,08	0,23	0,46	0,301	0,392	(cv)

On place 4 étaiements à une distance L=0.93 m. pour les poutrelles.

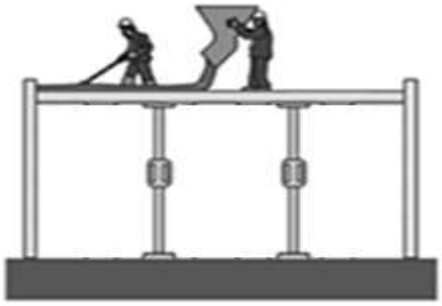


Figure III-5 : Choix de disposition des étaiements.

III.2.2.2. Après coulage :

III.2.2.2.a.1. Méthode de calcul :

Le rapport entre les portés successifs est compris entre 0.8 et 1.25 pour tout type des poutrelles, donc la méthode forfaitaire est applicable.

La méthode forfaitaire :

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm².

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000 N/mm^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25
- La fissuration est peu nuisible.

Exposé de la méthode : [1]

On désigne chaque travée par :

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

$$1) M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max} \begin{cases} 1.05 M_0 \\ (1+0.3\alpha) M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{Max} \begin{cases} \frac{(1,2+0.3\alpha)}{2} M_0 \text{ Si la travée est de rive} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

3) Pour les appuis :

$$\begin{cases} M_a \geq 0.6 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0.5 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0.4 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermédiaires.} \\ M_a \geq 0.2 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuid de rive} \end{cases}$$

Avec :

M_t : Moment en travée. M_e : Moment max sur l'appui droit.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche. M_a : Moment à l'appui.

M_0 : Moment isostatique= $\frac{PL^2}{8}$ (kN.m)

$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$ T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$ T_e : effort tranchant à droite de la travée.

Tableau III-7 : Actions de calcul des poutrelles après coulage.

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Terrasse	6.60*0.65	1*0.65=0.650	6.77	**4.94**
Plancher courant	6.00*0.65	1.5*0.65=0.975	6.72	**4.87**

Les calculs sont faits pour les poutrelles du plancher terrasse ayant la plus grande

Sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

III.2.2.2a.2. Sollicitations de calcul :

On a quatre types des poutrelles dont la solution se fait par la méthode forfaitaire :

Poutrelle à deux travées

- Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

- $Q = 1kN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 13.12\ kN/m^2 \\ 5 \quad kN/m^2 \end{cases}$ …… **(C.V)**

- moment d''inertie est constante pour toutes les travées.

- $0.8 < L_{AB} / L_{BC} < 1.25$

- La fissuration est peu nuisible…….. **(C.V)**

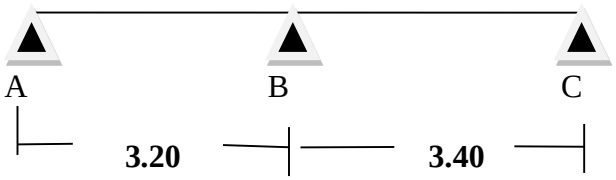


Tableau III-8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU).

Travée	Pu	A = Q/(Q+G)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	T0 (kN)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	6,77	0,13	3,2	8,66	5,63	1,73	5,20	10,83	9,74	11,91
B-C	6,77	0,13	3,4	9,78	6,36	5,87	1,96	11,50	12,65	10,35

Tableau III-9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS).

Travée	Ps	L(m)	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	Mw(kN.m)	Me (kN.m)
A-B	4,94	3,20	6,32	4,11	1,26	3,79
B-C	4,94	3,40	7,14	4,64	4,28	1,43

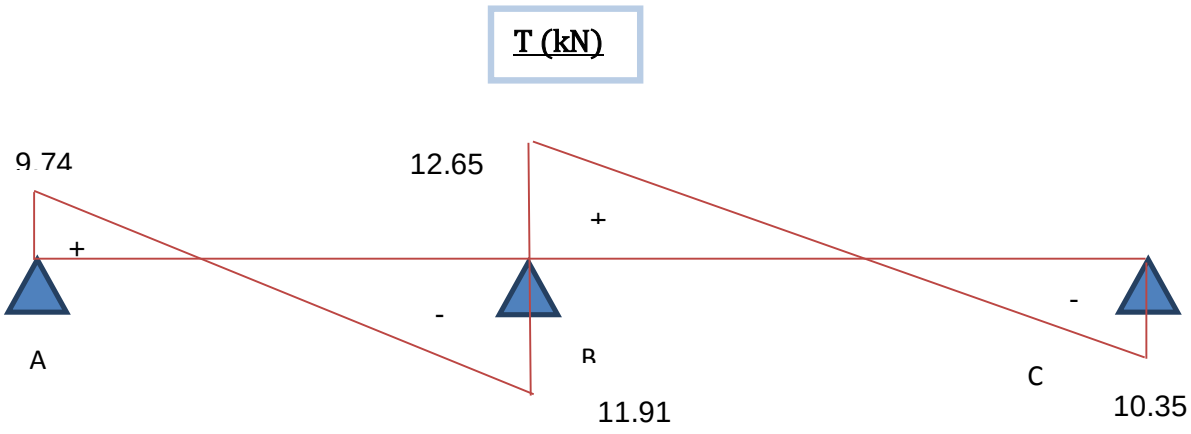


Figure III-6 : Différents efforts dans la poutrelle à travées (ELS).

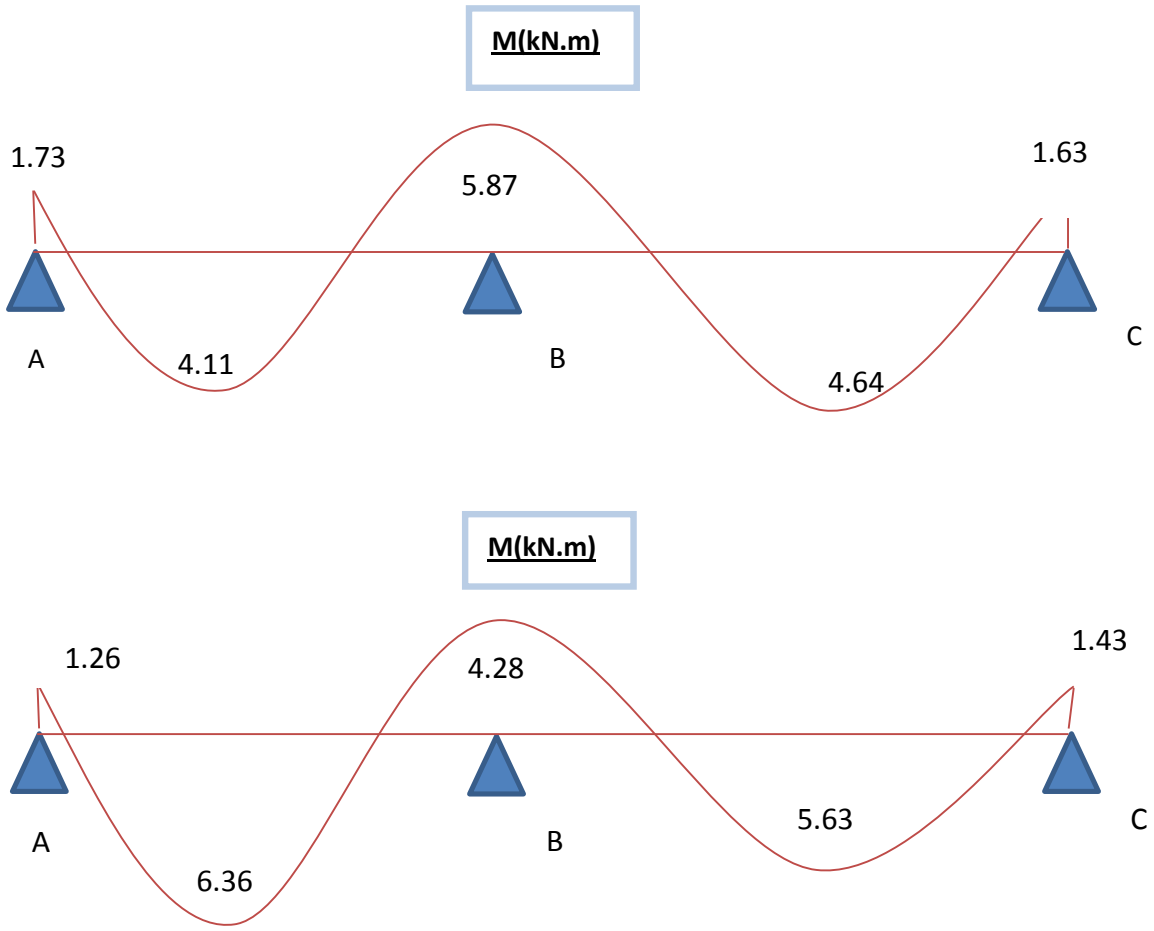


Figure III-7 : Différents efforts dans la poutrelle à quatre travées (ELS).

Poutrelle à trois travées :

✓ **Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.**

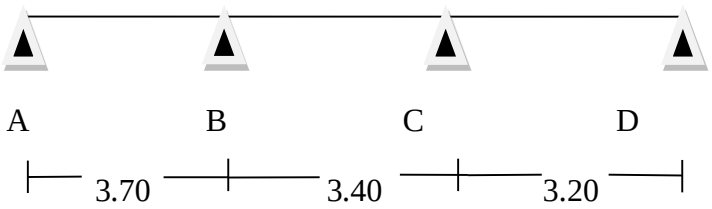
$-Q = 1kN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 13.12\ kN/m^2 \\ 5 \quad kN/m^2 \end{cases}$ **…… (C.V)**

- l'inertie est constante pour toutes les travées.

$0.8 < L_{AB} / L_{BC} < 1.25$…… **(C.V)**

$0.8 < L_{BC} / L_{CD} < 1.25$…….. **(C.V)**

- La fissuration est peu nuisible …….. **(C.V)**



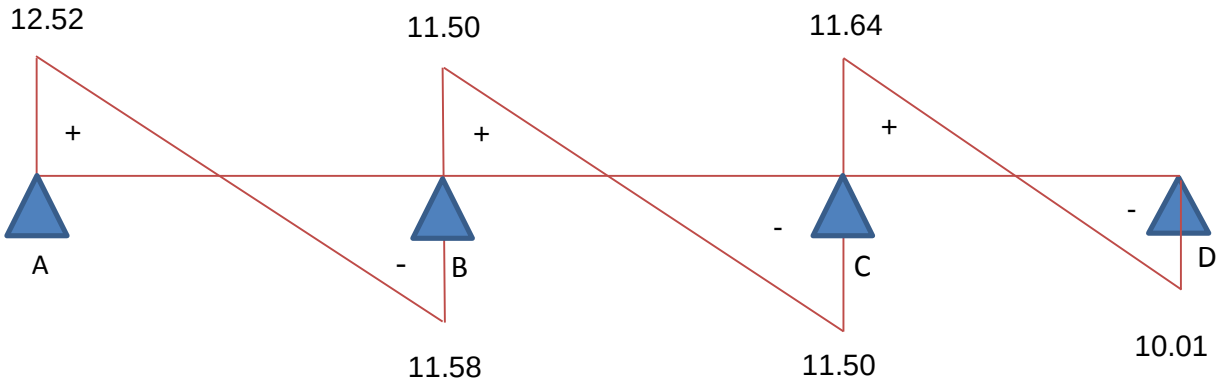
Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau III-10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU).

Travée	Pu	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	T0 (kN)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	6,77	3,70	11,58	8,11	2,32	5,79	12,52	11,58	13,46
B-C	6,77	3,40	9,78	5,38	4,89	4,89	11,50	11,50	11,50
C-D	6,77	3,20	8,66	6,06	4,33	1,73	10,83	11,64	10,01

Tableau III-11 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS).

Travée	Ps	L(m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)
A-B	4,94	3,70	8,45	5,92	1,69	4,23
B-C	4,94	3,40	7,14	3,93	3,57	3,57
C-D	4,94	3,20	6,32	4,43	3,16	1,26



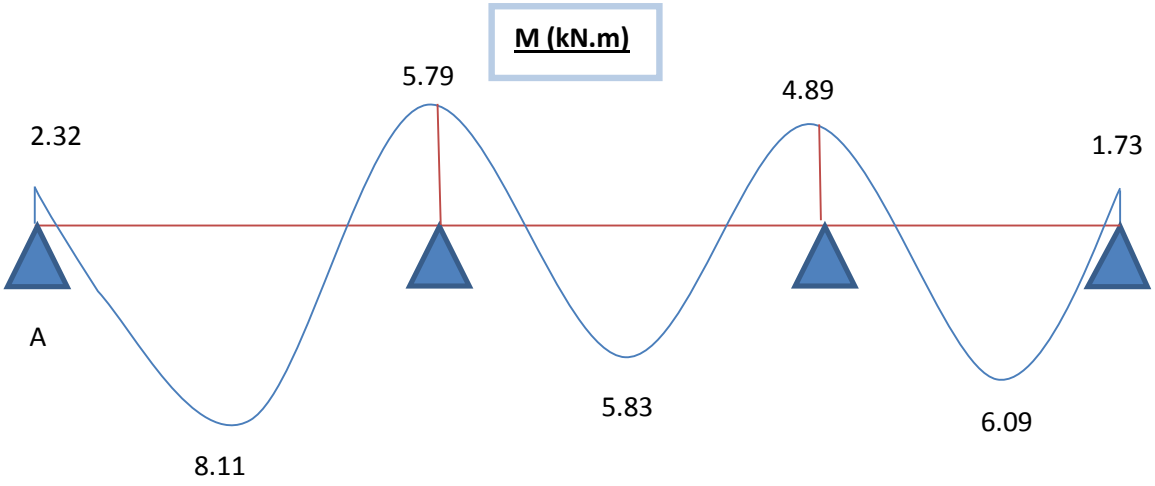


Figure III-8 : Différents efforts dans la poutrelle à trois travées (ELU).

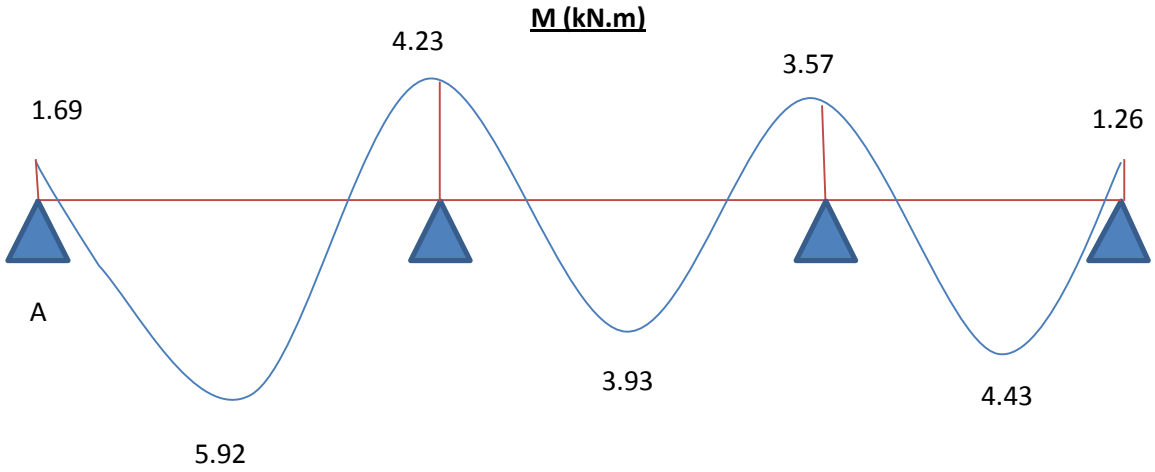


Figure III-9 : Différents efforts dans la poutrelle à trois travées (ELS).

Poutrelle à cinq travées :

✓ **Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.**

-Q = 1kN/m²≤ $\begin{cases} 2G = 13.12\ kN/m^2 \\ 5 \quad kN/m^2 \end{cases}$ ……. **(C.V)**

- l'inertie est constante pour toutes les travées.

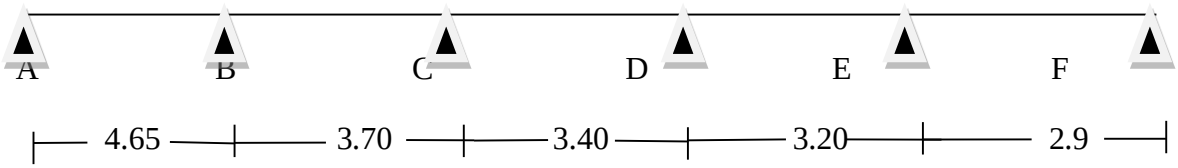
$0.8 < L_{AB}/L_{BC} < 1.25$ …… **(C.V)**

$0.8 < L_{BC}/L_{CD} < 1.25$…… **(C.V)**

$0.8 < L_{CD}/L_{DE} < 1.25$ …… **(C.V)**

$0.8 < L_{DE}/L_{EF} < 1.25$……. **(C.V)**

- La fissuration est peu nuisible …… **(C.V)**



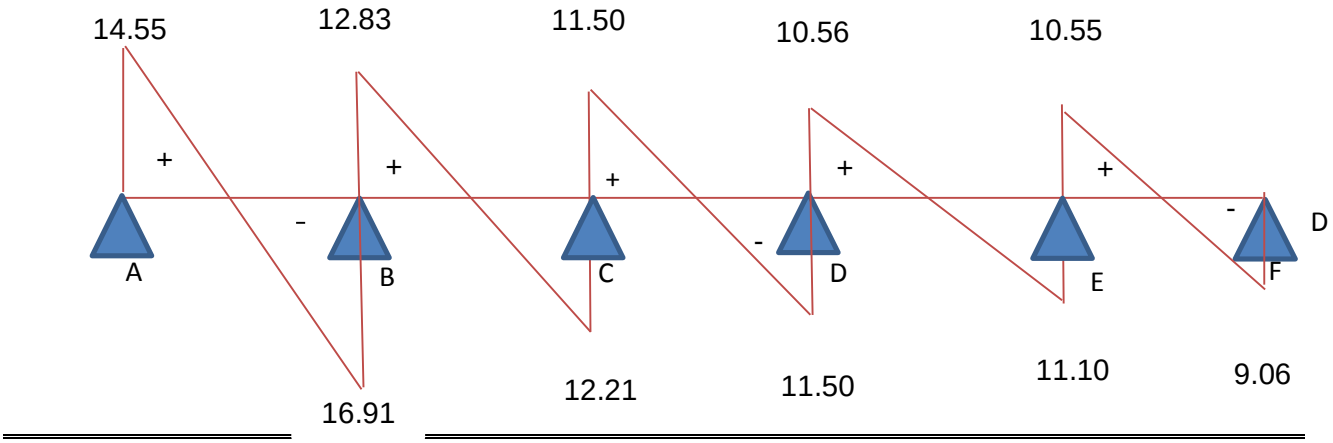
- Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau III-12 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELU)**.**

Travée	Pu	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	T0	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	6,77	4,65	18,29	12,80	3,66	9,14	15,73	14,55	16,91
B-C	6,77	3,70	11,58	6,95	5,79	4,63	12,52	12,83	12,21
C-D	6,77	3,40	9,78	6,36	3,91	3,91	11,50	11,50	11,50
D-E	6,77	3,20	8,66	5,37	3,46	4,33	10,83	10,56	11,10
E-F	6,77	2,90	7,11	4,98	3,56	1,42	9,81	10,55	9,08

Tableau III-13 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELS).

Travée	Ps	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	$M_{\square}$ (kN.m)	M_e (kN.m)
A-B	4,94	4,65	13,35	9,35	2,67	6,68
B-C	4,94	3,70	8,45	5,07	4,23	3,38
C-D	4,94	3,40	7,14	4,64	2,86	2,86
D-E	4,94	3,20	6,32	3,79	2,53	3,16
E-F	4,94	2,90	5,19	3,64	2,60	1,04



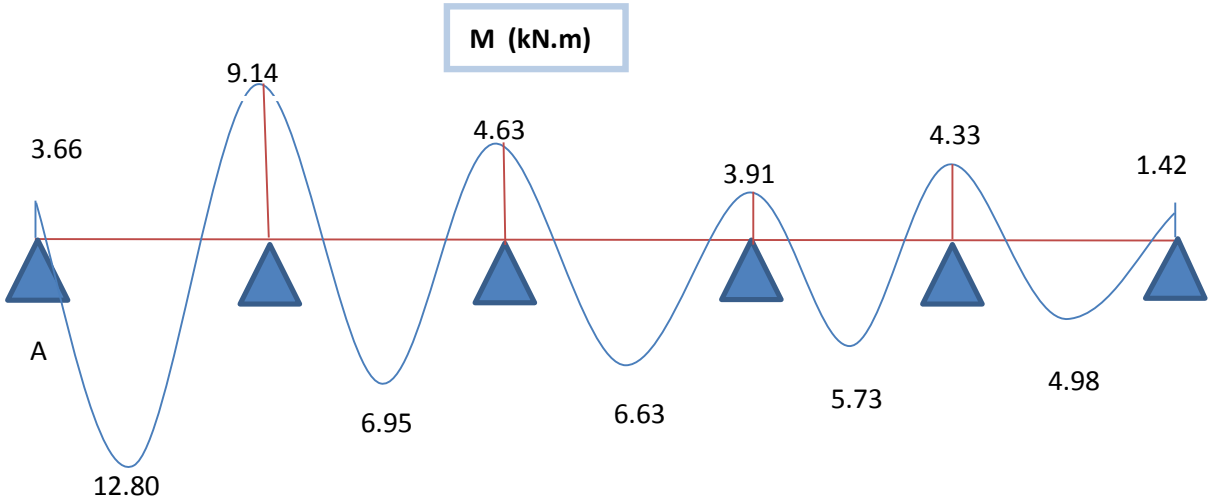


Figure III-10 : Différents efforts dans la poutrelle à cinq travées(ELU).

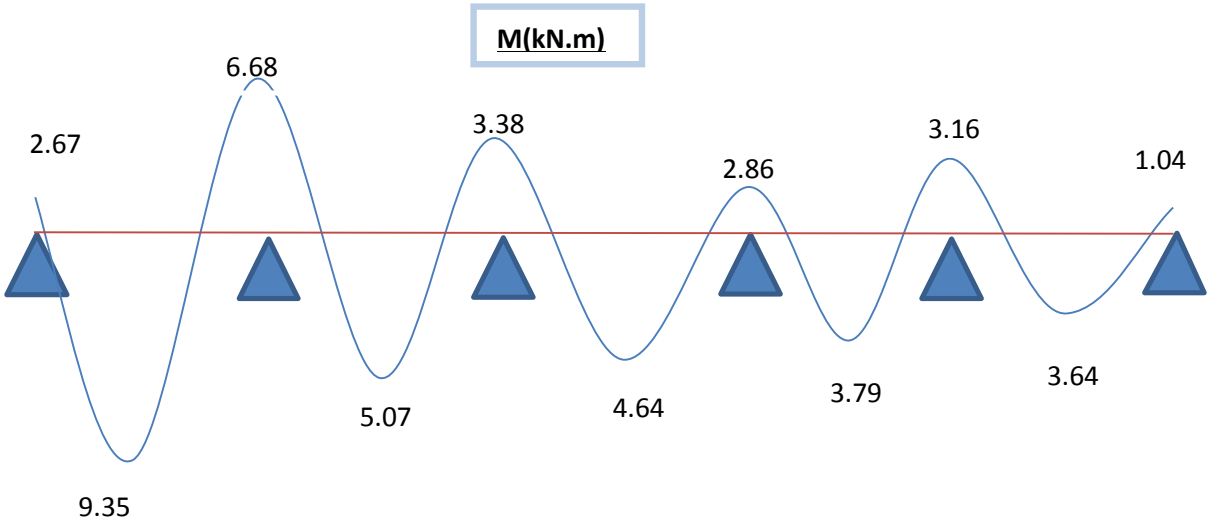


Figure IIII-11 : Différents efforts dans la poutrelle à cinq travées(ELS)

III.2.2.2.C. Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

Tableau III-14 : Récapitulations des efforts internes.

	ELU			ELS	
	Ma (kN.m)	**Mt (kN.m)**	**T (kN)**	**Ma (kN.m)**	Mt (kN.m)
sollicitations	9.14	12.80	16.91	6.68	**9.35**
référence	Poutrelle à 5 travées	Poutrelle à 5 travées	Poutrelle à 5 travées	Poutrelle à 5 travées	Poutrelle à 5 travées

III.2.2.2.d. Calcul du ferraillage :

Armatures longitudinales :

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

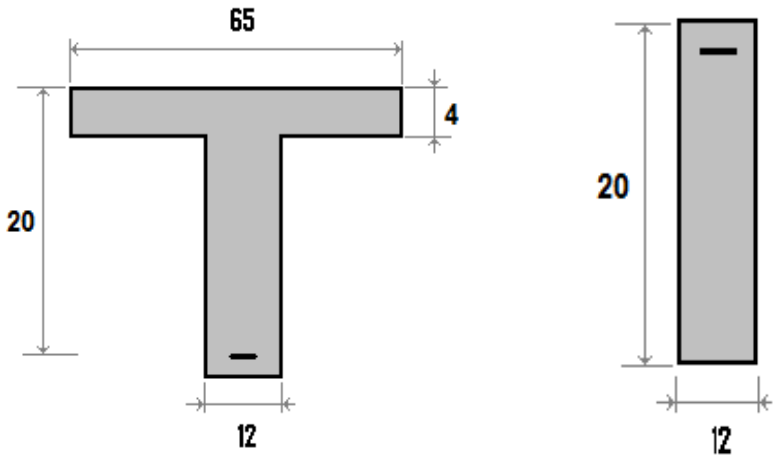


Figure III-12 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages.
En travée (à gauche) ; En appui (à droite)

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III-15 : calcul des armatures

		En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
ELU	M_u (kN.m)	12.80	**9.14**
	M_0 (kN.m)	M0=b*h0*σ_{badm}*(d-(h0/2)) = 59.07 $M_0 > M_u \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ section rectangulaire	/
	μ	0.034	**0.166**
	μ_l	**0.392**	
	$\mu < \mu_l$	(CV)	**(CV)**
	β	0.983	**0.909**
	A (cm^2)	2.08	**1.61**
	Le choix	3 HA 10 = 2.36 cm^2	**1 HA 10 + 1 HA 12 = 1.92 cm^2**
	B/1000	1.3	**0.240**
	A≥ B/1000	(CV)	**(CV)**
ELS	M_{ser} (kN.m)	9.35	**6.68**
	σb_{adm}(Mpa)	**15**	
	y_1 (cm)	3.92	**7,20**
	I_G (cm^4)	10927,82	**7838,20**
	K (N/cm^3)	0,086	**0,085**
	σb (Mpa)	3,35	**6,132**
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	(CV)	**(CV)**

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau III-16 : résultats de ferraillage

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At = 3 HA 10	**Aa= 1HA10 + 1 HA 12**

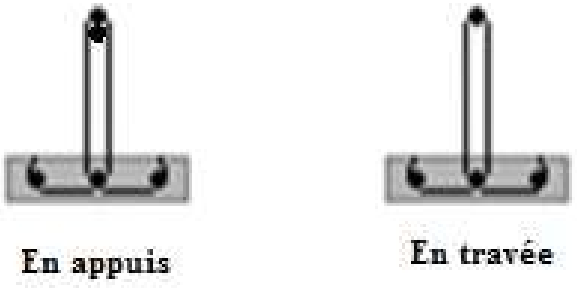


Figure III-13 : Disposition constructive des armatures

Armatures transversales :

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

- **Espacement S_t:**

$$S_t \leq Min\begin{cases}0.9d\\40cm\end{cases} = (16.2;\ 40\ cm)$$

Donc: S_t=15 cm;

- **Diamètre des armatures transversales ϕ_t :**

$$\phi_t \leq Min\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.71\ ;\ 14\ ;\ 12\}\ (mm)$$

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : ϕ_t=6 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =28.26 mm²

a_t : section d'une barre; n_t: nombre des barres

a_t=0.28 cm² et n_t=2 ➔ A_t=a_t n_t=0.56 cm².

Tableau III-17 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	Espacement
2ϕ6	**20cm**

III.2.2.2.e. Vérification au cisaillement :[1]

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$\tau u=\frac{T}{b*d}=\frac{16.91*10^3}{120*180}=0.783\ MPa \leq \overline{\tau_u}=Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right]=3.33\,\text{Mpa}$$

✓ **Vérifications nécessaires : [1]**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t\cdot f_e}{b_0\cdot S_t}\geq 0.4\,\text{MPa.}\Rightarrow\frac{56\times 400}{120\times 200}=0.63\,\text{MPa}\geq 0.4\ \text{MPa}\ldots\ldots\ \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0\cdot S_t}\geq\gamma_s\left(\frac{\tau_u-0.3Kf_{t28}}{0.9\cdot f_e[\cos\alpha+\sin\alpha]}\right)\Rightarrow\frac{A_t}{b_0\cdot S_t}=0.0031>0.0004\quad\textbf{(C.V)}$$

……

Avec: K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales

III.2.2.2.f. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau III-18 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	**$\rho \leq 3.6/fe$**
h/ L = 0.20 / 4.35 = 0.046 **Mt/(15 Mo)=9.35/(15*13.35)=0.047**	**ρ=A/(bo*d)=2.36/(12*18)=0.011** **3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009**
(CNV)	**(CV)**

Donc : le calcul de la flèche nécessaire.

❖ Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$ $\quad : \overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} .....si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} .....si \quad L \geq 5m \end{cases}$

❖ pour les flèches dues aux charges instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Avec :

$$E_i = 11000.\sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05. f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)}$$

$$\rho = \frac{A}{b.d}$$

$$\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right]$$

❖ pour les flèches dues aux charges de longues durées :

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

$$E_v = \frac{1}{3} E_i$$

$$I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda i$$

❖ Détermination de l'axe neutre :

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 7.10\,cm$$

❖ Moment d'inertie de la section totale :

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 20021.06 cm^4$$

Tableau III-19 : Vérification de la flèche des poutrelles.

M (kN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	ß1	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
9,35	2,36	7,10	0,01	0,86	255,83	0,72	3,76	1.17
I (cm^4)	**I_{fi}(cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf(mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
20021,06	5917,44	10543,98	4,35	9,29	15,64	6,35	8,70	**cv**

III.3. les escaliers :

III.3.1. Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

III.3.2. Définition des éléments d'un escalier :

- **La volée :** C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- **Le palier :** C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- **La paillasse :** C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- **Le jour :** C'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- **La marche :** C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- **La contre marche :** C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- **L'emmarchement :** C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.
- **Le collet :** C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du côté jour.
- **La foulée :** C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

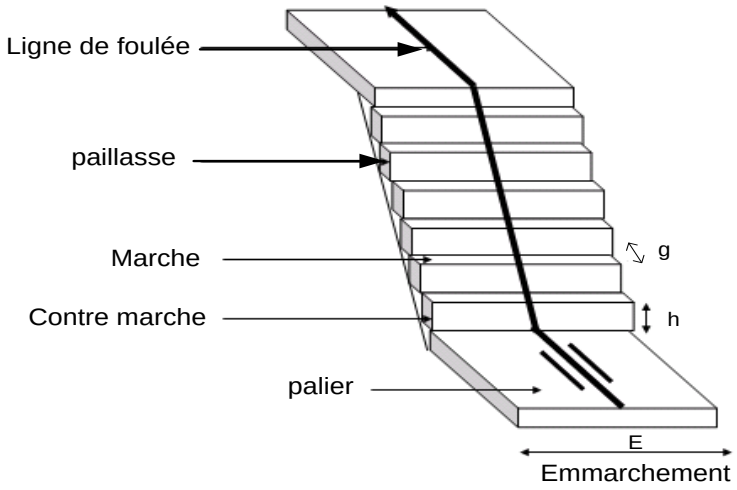


Figure III-15 : Représentation d'un escalier.

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse

III.3.3. Escalier à deux volées :

III.3.3.1. Pré dimensionnement :

Les caractéristiques d'escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.36 m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17 cm

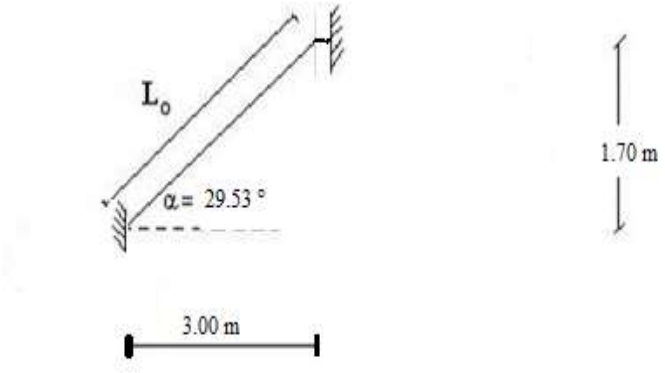


Figure III-16 : Dimensions de l'escalier.

✓ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

60cm ≤ g+ 2h = 63cm ≤ 64cm…….. (CV).

Détermination de l'épaisseur de l'escalier :

Tgα = H / L = 1.70/3.00 = 0.566

Donc : α =29.53°

$L_0 = \sqrt{1.7^2 + 3.00^2} = 3.44m$

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtés, on a :

$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 9.82 \le e \le 11.46$ On adopte : e = **15** cm

III.3.3.2.Evaluation des charges et surcharges :

III.3.3.2.A. Charges permanentes :

Tableau III-20 : Poids propre du palier de repos de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	**0.44**
2	Lit de sable	0.03	18	**0.54**
3	Mortier de pose	0.02	20	**0.40**
4	Poids propre du palier	0.15	25	**3.75**
5	Enduit en ciment	0.02	18	**0.36**
			G	5.49

Tableau III-21 : Poids propre du paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	**0.44**
2	Lit de sable	0.03	18	**0.54**
3	Mortier de pose	0.02	20	**0.40**
4	Poids propre de la paillasse	0.15 / cos α	25	**4.46**
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	**2.125**
6	Enduit en ciment	0.02	18	**0.36**
			G	**8.26**

III.3.3.2.B. Charge d'exploitation :

Q = 2.5KN/m2

III.3.3.3. Détermination des efforts :

A l'E.L.U: Pu =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S: P_{ser} = G + Q

Tableau III-22 : Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
Paillasse	8.26	2.5	14.90	**10.76**
Palier	5.49	2.5	11.16	**7.99**

III.3.3.3.A. A l'E.L.U :

III.2.4.5 Détermination des efforts :

➢ **A l'E.L.U :**

Le calcul se fait par un mètre de largeur.

Les équations d'équilibres donnent :

R_A = 17.76 KN

R_B = 44.94 KN

✓ **Effort tranchant :**

-Pour $0 \leq x \leq 3$ **m :** $T(x) = Ra - 14.9x$

T (0) = - 17.76 KN ; T (3) = 26.59 KN

-Pour $0 \leq x \leq 1.3$ **m :** $T(x) = -11.16(x) - 3.456$

T (0) =-3.456 KN ; T (1.3) = -17.96 KN

✓ **Moment fléchissant :**

-Pour $0 \leq x \leq 3$ **m :** $M(x) = Ra * x - 14.9\frac{x^2}{2}$

M (0) = 0 KN.m ; M (3) = -12.72 KN.m

-Pour $0 \leq x \leq 1.3$ **m :** $M(x) = -3.45 * x - 11.16(x^2/2)$

M (0) = 0 KN.m ; M (1.3) = -13.92 KN.m

La position du moment max se trouve dans l'intervalle : $0\ m \leq x \leq 3\ m$.

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 0 \Rightarrow \Rightarrow x = 3m$$

D'où : $M_{max} = M(x=3) = 13.92KN.m$

$M_{traveé} = 0.85Mmax = 27.89KN.m$

$M_{traveé} = 0.5Mmax = 16.41KN.m$

Tableau III-23 :l'effort max a l'ELU.

Tu	X	M max	Mt max	Ma max
26.59	3	13.92	11.83	6.96

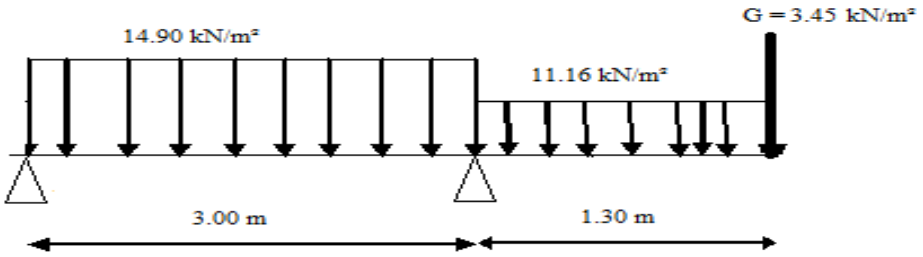
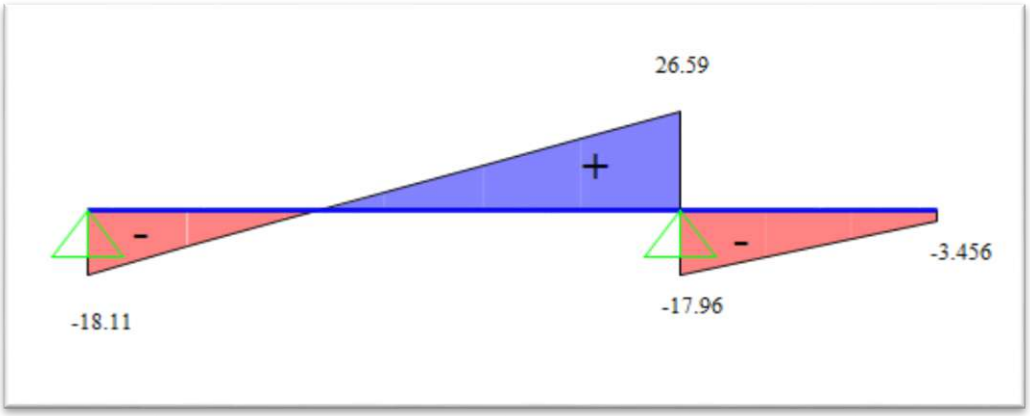


Figure III-17 : Schéma statique à l'E.L.S.



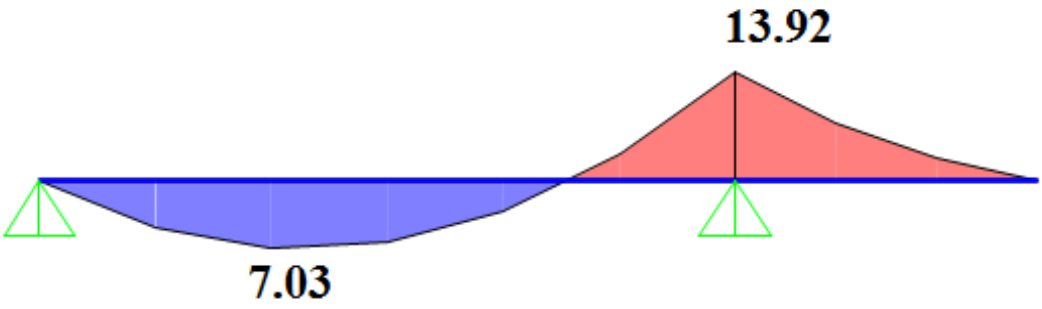


Figure III-18 : Différents efforts dans les escaliers (ELU).

➢ **A l'E.L.S :**

Le calcul se fait par un mètre de largeur.

Les équations d'équilibres donnent :

R_A = 12.66 KN

R_B = 34.61 KN

✓ **Effort tranchant :**

Pour $0 \leq x \leq 3$ m : $T(x) = -Ra + 10.67x$

T (0) = - 12.66 KN ; T (3) = 19.35 KN

Pour $0 \leq x \leq 1.3$ m: $T(x) = -7.99(x) - 2.56$

T (0) =-2.56 KN ; T (1.3) = -12.94 KN

✓ **Moment fléchissant:**

Pour $0 \leq x \leq 3$ m: $M(x) = Ra * x - 10.67 \frac{x^2}{2}$

M (0) = 0 KN.m ; M (3) = 10.03 KN.m

Pour $0 \leq x \leq 1.3$ m: $M(x) = -2.56 * x - 7.99 * (x^2/2)$

M (0) = 0 KN.m ; M (1.3) = -10.03 KN.m

La position du moment max se trouve dans l'intervalle : 0 m ≤ x ≤ 3 m.

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 0 \Rightarrow x = 3m$$

D'où: $M_{max} = M(x=3) = 10.07 KN.m$

$M_{traveé} = 0.85 M max = 8.55 KN.m$

$M_{apuié} = 0.5 M max = 5.02 KN.m$

Tableau III-24 :l'effort max a l'ELS.

Tu	X	M max	Mt max	Ma max
26.59	3	10.07	8.55	5.02

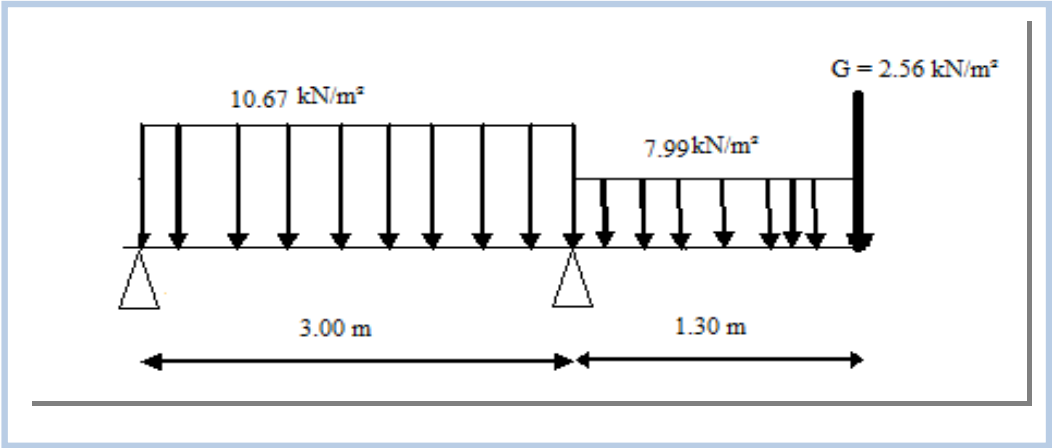


Figure III-19 : Schéma statique à l'E.L.S.

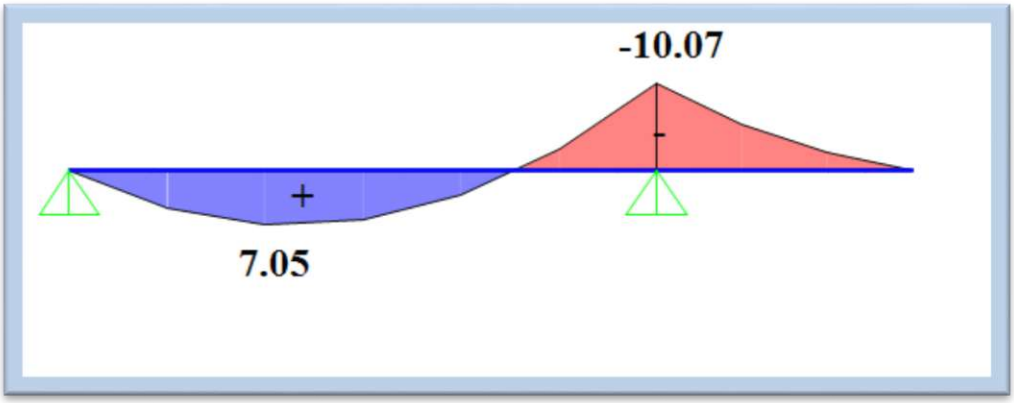


Figure III-20 : Différents efforts dans les escaliers (ELS).

Tableau III-25 : Récapitulation des résultats

	Moment en travée (KN .m)	Moment à l'appui (KN .m)	L'effort tranchant max (KN)
E.L.U	13.92	11.83	26.59
E.L.S	8.55	5.02	-

III.3.3.4 Ferraillage des escaliers :

Tableau III-26 : les données de ferraillage des escaliers.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15cm	d=12.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III-27 : Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	13.92	0.062	0.968	3.30	0.00	**4 HA12= 4.52**
En appuis	11.83	0.053	0.972	2.79	0.00	**4 HA12= 4.52**

III.3.3.4.A. Condition de non fragilité :[1]

On vérifie que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 6.79\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 17}{1000} = 1.70\,cm^2$ .....(c.v)

En appuis : $A = 4.52\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 17}{1000} = 1.70\,cm^2$ .....(c.v)

III.3.3.4.B. Les armatures de répartition :[1]

Tableau III-28 : Les armatures de répartition.

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69$	**4 HA 8 = 4.02 cm²**
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.130$	**4 HA 8 = 4.02 cm²**

III.3.3.4.C. Vérification de l'espacement : [1]

Tableau III-29 : Vérification de l'espacement.

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St= 25 cm ≤min[3h=51cm;33cm]=33cm	**St=25 cm ≤ min[3h=51cm;33cm]=33cm**
En appuis	St=25 cm ≤ min[4h=72cm;33cm]=33cm	**St=25cm ≤ min[4h=72cm;33cm]=33cm**

III.3.3.4.D. Vérification de l'effort tranchant :[1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{26.59\times10^3}{1000\times150} = 0.212\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$\tau_u = 0.212\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \ldots\ldots \text{(c.v)}$$

III.3.3.4.E. Vérification à l'E.L.S : [1]

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \le \overline{\sigma}_b$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.\,f_{c28} = 0.6\times25 = 15\,MPa$$

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

	En travées	En appuis
A (cm²)	**4.52**	4.52
M_{ser} (kN.m)	**8.55**	5.02
Y (cm)	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow$ $y = 3.49$	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow$ $y = 3.49$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow$ $I = 9620.95$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow$ $I = 6920.95$

$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15	
σ_b (Mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y =$ **4.31**	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 2.53$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

III.3.3.4.F. Vérification de la flèche : [1]

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{4.30} = 0.034 \geq \frac{8.55}{20 \times 9.91} = 0.043 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 15} = 0.0036 \leq \frac{2}{400} = 0.0050 \qquad (c.v)$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

- Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$ $\quad : \overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} .....si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} .....si \quad L \geq 5m \end{cases}$

- pour les flèches dues aux charges instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Avec :

$$E_i = 11000.\sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05.f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)}$$

$$\rho = \frac{A}{b.d}$$

$$\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right]$$

❖ pour les flèches dues aux charges de longues durées :

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

$$E_v = \frac{1}{3} E_i$$

$$I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda i$$

❖ Détermination de l'axe neutre :

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 8.26\,cm$$

❖ Moment d'inertie de la section totale :

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 33623{,}78\ cm^4$$

Tableau III-31 : Vérification de la flèche de l'escalier.

$\bar{f}$ (cm)	Y (cm)	I_0 (cm4)	σ_s (Mpa)	ρ	u	λ_i	λ_v	I_{fi} (cm^4)
0,860	7,985	31814,366	170,031	0,004	0,194	5,808	2,323	16457,571
I_{fv} (cm^4)	Ei (Mpa)	Ev (Mpa)	fi (mm)	fv (mm)	Δf (cm)	Δf (mm)	$\bar{f}$ (mm)	Δf<fbarr
24125,547	32164,195	10721,398	2,987	6,112	0,313	3,125	8,600	cv

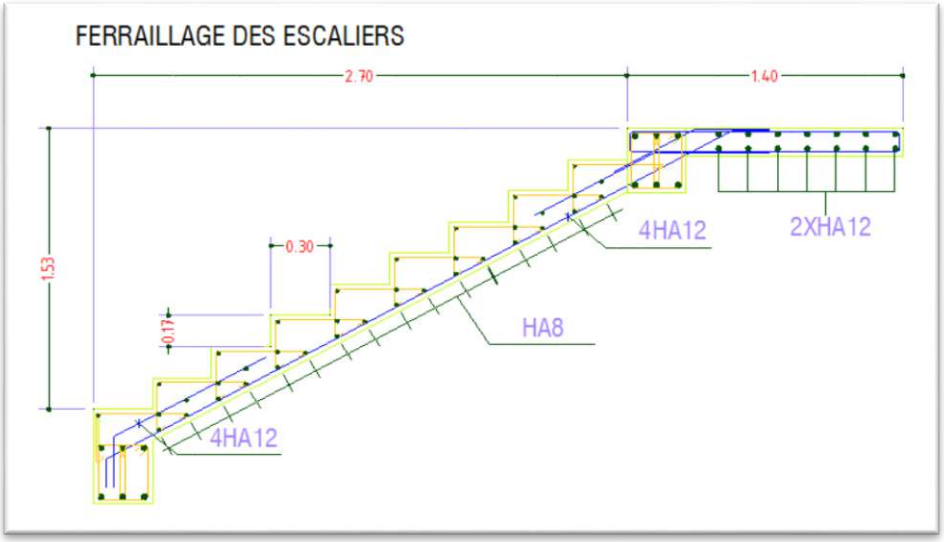


Figure III-21 : ferraillage des escaliers

III.3.6.Calcul de la poutre palière :

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b×h)

III.3.6.1.Pré dimensionnement :

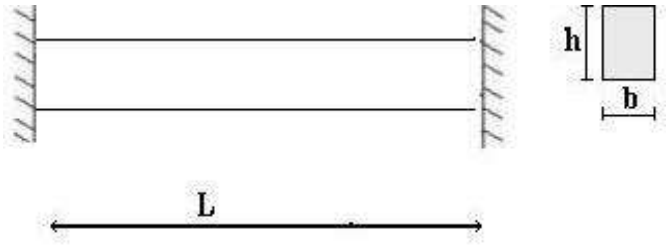


Figure 3-22 : Dimensionnement de la poutre palière

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le pré dimensionnement de la poutre palière est donné par les formules empiriques suivantes :

➢ (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10 **[1]**

- $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont :

- $h \geq 30cm$
- $b \geq 20$ cm …. **[2]**
- $h/b \leq 4$

$bmax \leq 1.5+b1$

Tableau III-32 : pré dimensionnement de la poutre palière.

Poutre palier	
Condition de résistance	**L_{max}= 3.60 m ⇒ 24 cm ≤ h ≤36cm on adopte h = 30 cm ⇒ 9cm ≤ b ≤21cm on adopte b = 30 cm**
Vérification selon le RPA 99	**h=30cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1**
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	**(h/L=0.0833) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)**
Conclusion	**h = 30cm ; b = 30 cm**

III.3.6.2. Evaluation des charges :

✓ Poids propre de la poutre : $p_p = (0.3 \times 0.3) \times 25$ ➔ $p_p = 2.25KN/m$

✓ Réaction d'escalier :➔ $Ru = 44.94KN$, $Rs = 34.61KN$

P_u=1.35(P_p) +R_u➔P_u=47.97KN/m

P_s = (P_p+ P_m+R_u)➔P_s = 36.86KN/m

III.3.6.3. Calcul des efforts :

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis, la méthode R.D.M. donne :

$$R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$$

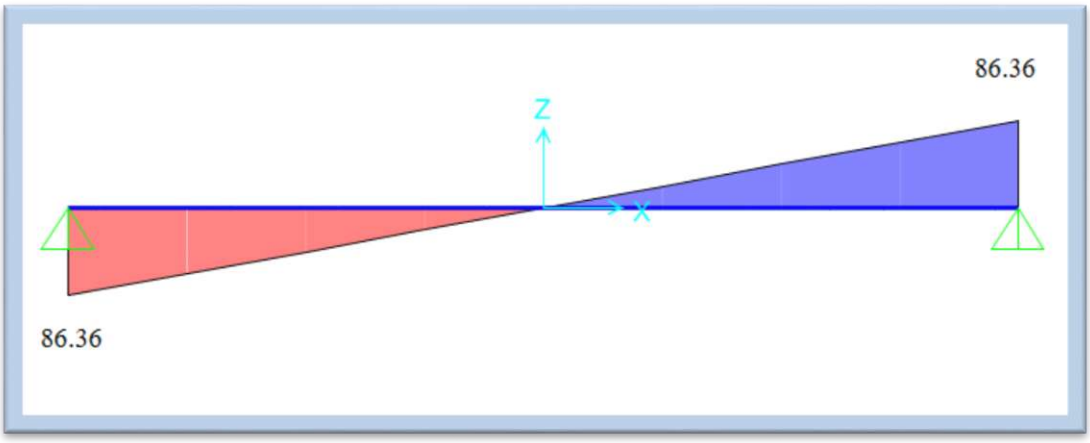
$$M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$$

$$M_t^{max} = \frac{p l^2}{24}$$

Tableau III-33 : Les efforts agissants sur une poutre palière

Niveau	Ra (kN)	Ma (kNm)	Mt (kNm)
ELU	86.36	51.82	25.91
ELS	66.35	39.81	19.90

T (kN)



M (kN.m)

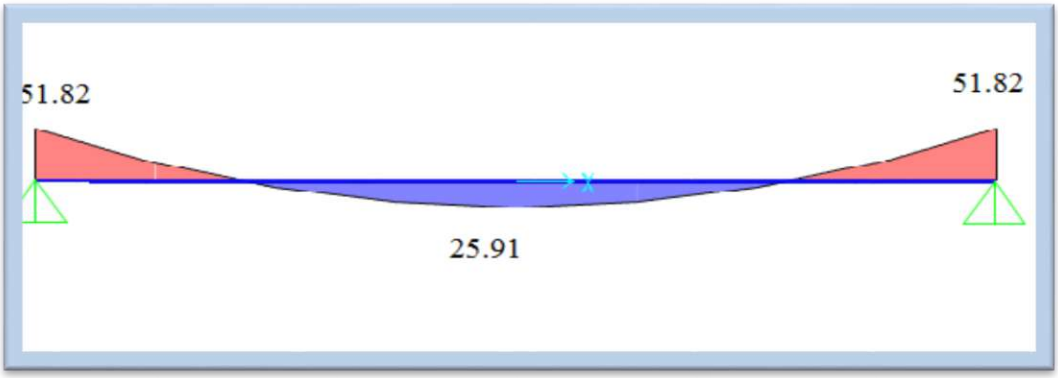


Figure 3-23 : Différents efforts dans la poutre palière(ELU).

M (kN.m)

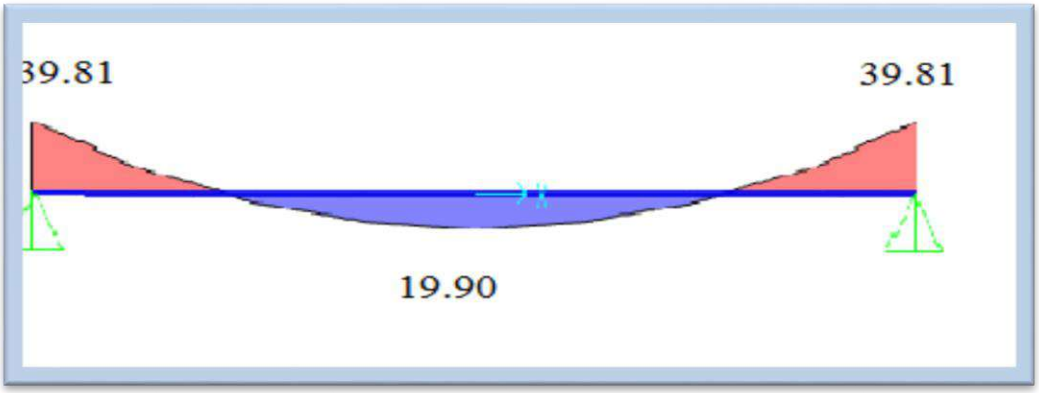


Figure 3-24 : Différents efforts dans la poutre palière(ELS).

III.3.6.4. Ferraillage de la poutre palière

Tableau III-34 : les données.

	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 30 cm	h= 30cm	d=27.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III-35 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière.

	M_u (KN.m)	M	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	25.91	0.025	0.988	2.79	0.00	3HA12=3.39
En appuis	51.82	0.050	0.974	5.66	0.00	6HA12=6.79

III.5.6.4.A. Condition de non fragilité : [1]

On vérifie que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 3.39\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{30 \times 30}{1000} = 0.90\,cm^2$ .....(c.v)

En appuis : $A = 3.39\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{30 \times 30}{1000} = 0.90\,cm^2$ ..... (c.v)

III.3.6.4. B. Vérification de l'effort tranchant : [1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{86.36\times10^3}{300\times270} = 1.07\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$\tau_u = 1.07\,MPa < \bar{\tau}_u = 3.33\,MPa\ 1 \quad (c.v)$$

III.3.6.4.C. Vérification de compression dans la bielle de béton: [1]

$$V_u \le 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right)b_0.a$$

$$a = Min\left[b-c-2; 0.9d\right] = Min\left[25\ cm; 24.3cm\right] = 24.3\,cm$$

$$V_u = 86.36\,KN \le 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right)\times300\times243 = 485.99\,KN \ldots\ (c.v)$$

III.3.6.4.D. Vérification au voisinage de l'appui : [1]

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2\times86.36\times10^3}{300\times243} = 2.13 < 0.8\times\frac{25}{1.15} = 17.39 \ldots\ldots (c.v)$$

$$A = 6.12\,cm^2 \ge \frac{\gamma_s\cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15\times49.67\times10^3}{400} = 1.42cm^2 \ldots\ (c.v)$$

III.3.6.4.E. Armatures transversales : [1]

$$\varphi_t = Min\left[\frac{h}{35} = 0.86\,cm;\ \varphi_l = 12\,mm; \frac{b_0}{10} = 3\,cm\right]$$

$$\varphi_t = 8\,mm < 0.86\,cm$$

$$a_t = \frac{\pi.\varphi_t^{\,2}}{4} = 0.502\,cm^2$$

$A_t = a_t.n_t$, (n_t= 4).

A_t = 2.009 cm², A_t = 4 Ø 8 = 2.01 cm².

III.3.6.4.E.1. Vérification du R.P.A 99 : [2]

$$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b$$

$$S_t \le \overline{S}_t = Min\left[\frac{h}{4} = 7.5\,cm\,;12\varphi_t = 9.6\,cm\right]$$

$$\begin{cases}\overline{S}_t = 7.5\,cm & (zone\,nodale)\\ \overline{S}_t = 15\,cm & (zone\,courante)\end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes : $\begin{cases}S_t = 5\,cm & (zone\,nodale)\\ S_t = 15cm & (zone\,courante)\end{cases}$

On a A_t= 2 cm².

$$S_t = 5\,cm \Rightarrow A_t = 2\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.45\,cm^2$$

$$S_t = 15\,cm \Rightarrow A_t = 2\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 1.35\,cm^2$$

$$S_t < \overline{S}_t$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \ge \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\,f_{t28}.k\right)}{0.9.\,f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$ **[1]**

Avec: k = 1 (flexion simple)

$\alpha = 90°$

Zone nodale: $\frac{2\times10^2}{300\times50} = 0.013 \ge \frac{1.15(1.72 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.003\ldots(c.v)$

Zone courante: $\frac{2\times10^2}{300\times150} = 0.004 \ge \frac{1.15(1.72 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.003\ldots(c.v)$

$$A_t \ge A_{min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e}$$ **[1]**

Zone nodale: $A_t = 2\,cm^2 \ge A_{min} = \frac{0.4\times300\times50}{400} = 0.15cm^2\ldots(c.v)$

Zone courante: $A_t = 2\,cm^2 \ge A_{min} = \frac{0.4\times300\times150}{400} = 0.45\,cm^2\ldots.(c.v)$

III.3.6.4.F. Vérification à l'E.L.S : [1]

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \le \overline{\sigma}_b$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.\,f_{c28} = 0.6\times25 = 15\,MPa$$

Tableau III-36 : Vérification à l'E.L.S.

	En travées	En appuis
A (cm^2)	3.39	6.79
M_{ser} (kN.m)	19.90	39.81
Y (cm)	$12.5y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=8.02$	$12.5y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=10.15$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=23476,72$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=36520.86$
$\overline{\sigma}_b$ (mpa)	15	
σ_b (mpa)	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=6.80$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=11.06$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	(CV)	(CV)

III.3.6.4.G. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau III-37 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière.

1ere condition	**2eme condition**
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 4.2/fe$
h/ L = 0.3 / 3.30 = 0.083 Mt/(15 Mo)=25.90/(15*77.72)=0.016	ρ=A/(bo*d)=3.39/(30*27)=0.004 4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.01
(CV)	(CV)

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche

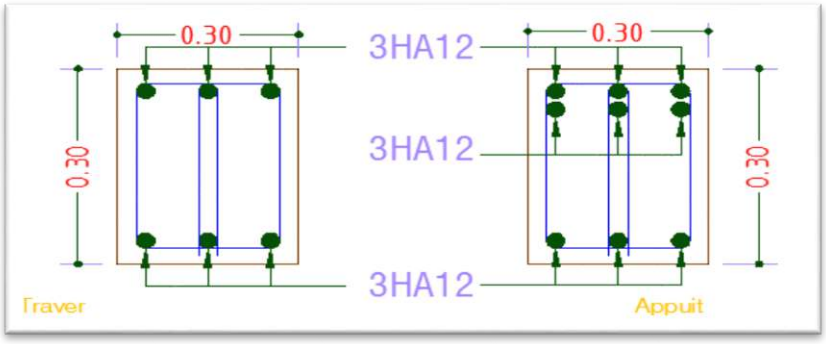


Figure III-25 : ferraillage de la poutre palière

III.4. CALCUL DES DALLES PLEINES :

III.4.1. Définition :

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

III.4.1.1. Dalle rectangulaire : (Expose de la méthode)

On suppose que la dalle est semi encastrée niveau des appuis, ayant un renforcement isostatique (même ferraillage suivant les 2 axes) :

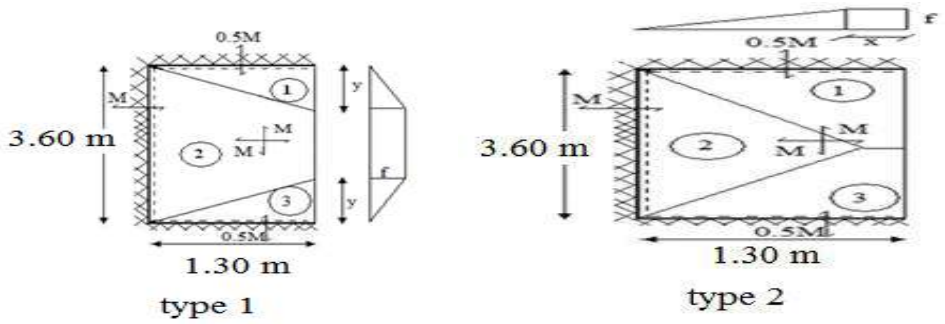


Figure III-26 : lignes de rupture de dalle plaine.

Tableau.III.38 : Travail interne de la 2ème dalle.

Eléments	Aire de chargement		déplacement de CG	travail externe pour une charge q_u
1	2	0.65* y	f/3	$0,433*y*f*q_u$
2	(3.6-2y)*1.3		f/2	$(2.34-1.3y)*f*q_u$
3	2	0.65 * y	f/3	$0,433*y*f*q_u$
			∑	$(2.34-2.166*y)*f*q_u$

Tableau.III.39 : Travail externe de la 2ème dalle.

Eléments		Moment de rupture M	L (m)	Rotation θ	Travail interne = M.L.θ
1 PP	+	M	1.3	f/y	1.3*M*f/y
	-	0.5 M	1.3	f/y	0.65*M*f/y
2 P S	+	M	2y	f/1.3	1.53*M*y*f
	-	M	3.6	f/1.3	2.76*M*f
3csl	+	M	1.3	f/y	1.3*M*f/y
	-	0.5 M	1.3	f/y	0,65*M*f/y
				∑	M*f*(3.9/y +1.53y+2.76)

-Par l'application de principe du travail virtuel : $\sum T_{int} = \sum T_{ext}$

On obtient :$(2.34-2.166*y)*f*q_u = M*f*(3.9/y +1.53y+2.$

$$M = qu\frac{2.34 - 2.166 * y}{(3.9/y + 1.53y + 2.76)}$$

y doit être : 0 < y < 1.8 m

$$\frac{dq_u}{dy} = 0 \qquad \Rightarrow \quad y = 0.79m$$

III.4.1.2 Calcul de ferraillage de la dalle pleine :

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml à l'état limite ultime.

Tableau.III.40 : Les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	e=1,5 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	
Acier	FeE400	F_e=400MPa	γ_s= 1,15	$\overline{\sigma_s}$ = 348 MPa

ρ = Lx/Ly = 1,30/3.6=0,36

et $0,36 \leq 0,4$ donc la dalle travaillant suivant une direction.

Øp ≤ h/10 =15/10 =1,5 cm

On adopte alors Øx=10 mm

dx= h-e-Ø/ 2=13,00 cm

Tableau.III.41. Ferraillage de la dalle pleine.

	Sens	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm^2)	A choisi	A final (cm^2)	sens	A_{rep} (cm^2)	St (cm)
Travée	Y	3.19	0.014	0,993	0.74	4 HA 12	4.52	X	4HA12	**25**
Appuis	**Y**	**1.59**	**0,008**	**0,997**	**0,36**	**4 HA 12**	**4,52**	**X**	**4HA12**	**25**

III.4.2.1 Vérifications

a. Vérification de l'espacement entre les aciers :

$$S_{tadm} \leq Min\begin{cases} 3h = 45cm \\ 33cm \end{cases} = 33cm$$

L'espacement réel = b/n = 100/4 = 25 cm ; on adopte : esp = 25 cm.

b. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0,07\, f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

$$V_U = \frac{q_u . L_X}{2} = \frac{13.33 \times 1,3}{2} = 8.67\,KN$$

Donc :

$$\tau_u = 0,07MPa \leq \overline{\tau_u} = 1,16MPa$$

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition :

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

La vérification des contraintes se fait à l'état limite de service.

Les fissurations sont peut nuisible donc on vérifiera que les conditions du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{adm} = 0,6\, f_{c28} = 15MPa$$

Tableau.III.42 : Vérification des contraintes à l'état limite de service.

	M_{ser} **(KN.m)**	**A** (cm^2)	**I** (cm^4)	**Y (cm)**	σ_b **(MPa)**	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	2.34	4,56	6920,95	3,5	1.18	**C.V**
appuis	**1.17**	**4,56**	**6920,95**	**3,5**	**0.59**	**C.V**

Conclusion :

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent

d. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L_x} = 0,115 \geq \frac{M_t}{20M_x} = 0,111 \ldots\ldots \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b.d} = 0,003 \leq \frac{2}{f_e} = 0,009 \ldots\ldots \text{(c.v)}$$

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche

CHAPITRE IV :

Etude Dynamique

IV.1. Introduction :

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations, et quels déplacements nets resteront dans le domaine limite admissible pour qu'il n'y ait pas de dégradations importantes d'éléments structuraux. La présente étudiée st faite en modélisant la structure tridimensionnel 3D avec le logiciel SAP2000.

VI.2 Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial d'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamique propres de la structure lors de Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonction set éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

- ✓ **Détermination des fréquences et modes propres :**

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment sans qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\}+[K]\{x(t)\}=\{0\} \quad (1)$$

Où :

$\{\ddot{x}\}, \{x\}$: représentent respectivement le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements de la structure.

[M] : représente la matrice masse de la structure.

[K] : représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres non amorties (VLNA), nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\}\sin(\omega t + \varphi) \quad \text{…….. (2)}$$

Avec :

{A} : vecteur des amplitudes

ω : Fréquence de vibration

φ : Angle de déphasage

Les accélérations en VLNA sont alors données par :

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2\{A\}\sin(\omega t + \varphi) \quad \text{…… (3)}$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$\left[[K] - \omega^2[M]\right]\{A\}\sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \quad \text{…….. (4)}$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$\left[[K] - \omega^2[M]\right]\{A\} = \{0\} \quad \text{….. (5)}$$

Ce système d'équation est un système à (N) inconnues Ai. C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre de solution non nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule.

D'où : $\det[[K] - \omega^2[M]] = 0$ …..(6)

L'expression ci-dessus est appelée " Equation caractéristique ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2N) en (ω).

Les N solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, ..., \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des N modes des vibrations possibles.

Le 1er mode vibratoire correspond à ω1 et est appelé mode fondamental (ω1 <ω2 <... <ωn).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_j$ ou forme modale.

IV.3.Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existant. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure. Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

a- Méthode statique équivalente :

a.1- Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

a.2- Modélisation :

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

a.3- Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99.

b- Méthode d'analyse modale spectrale :

b.1- Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.
Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

b.2- Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de

comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Alors la modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

a-3 Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

c- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV.4. Choix de la méthode de calcul :

Critères de classification par RPA 99 VERSION 2003 :

- **Classification des zones sismiques :**

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée.

Dans notre cas, **BLIDA** se situe dans une zone de sismicité élevée '**ZONE III'**.

Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrages de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage est un ouvrage courant, d'importance moyenne, c'est un bâtiment à usage d'habitation collective (groupe d'usage 2)

- Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente (H=22,61m>10m)

IV.1. La modélisation de la structure :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

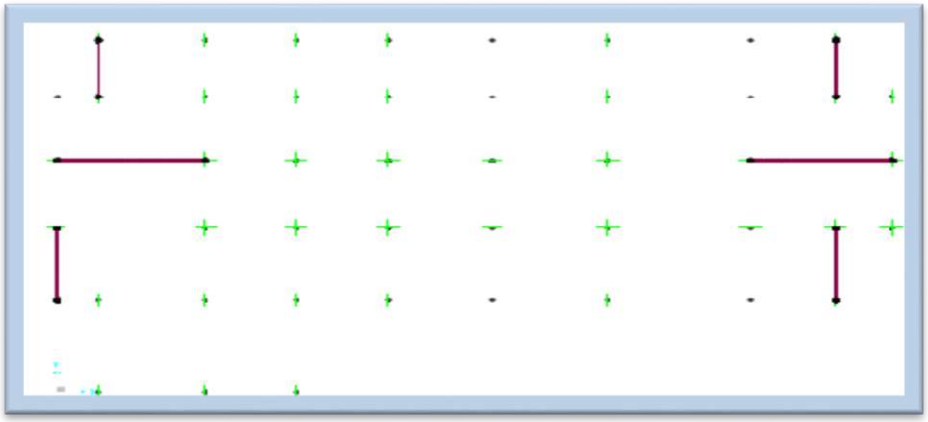
L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul "SAP2000" après discrétisation de la structure en élément fini ; ce logiciel offre la possibilité de faire un calcul plus exacte et plus simple avec la possibilité d'une étude statique et dynamique toutes en même temps.

IV 4.2.Proposition les différentes dispositions des voiles :

On a essayé plusieurs dispositions des voiles pour notre Bâtîmes.

Les dispositions sont comme suit :

1ere disposition des voiles :

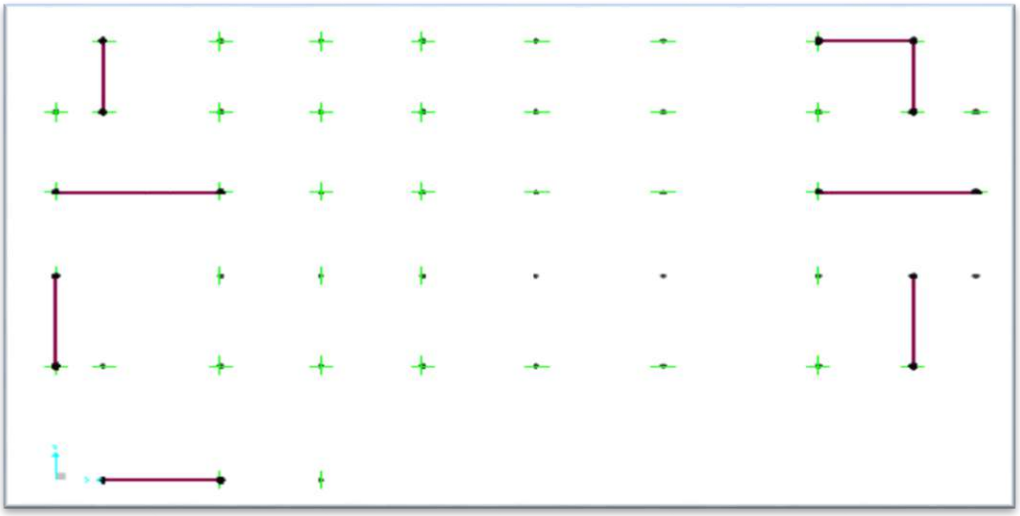


Figures IV.1 : disposition des voiles en plan.

Tableau IV-1 : 1er Participation Massique

Output Case	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.63	0%	69%	0%	69%	0%
MODAL	Mode	2	0.57	55%	0%	55%	69%	14%
MODAL	Mode	2	0.51	15%	0%	70%	69%	54%

2eme disposition des voiles :

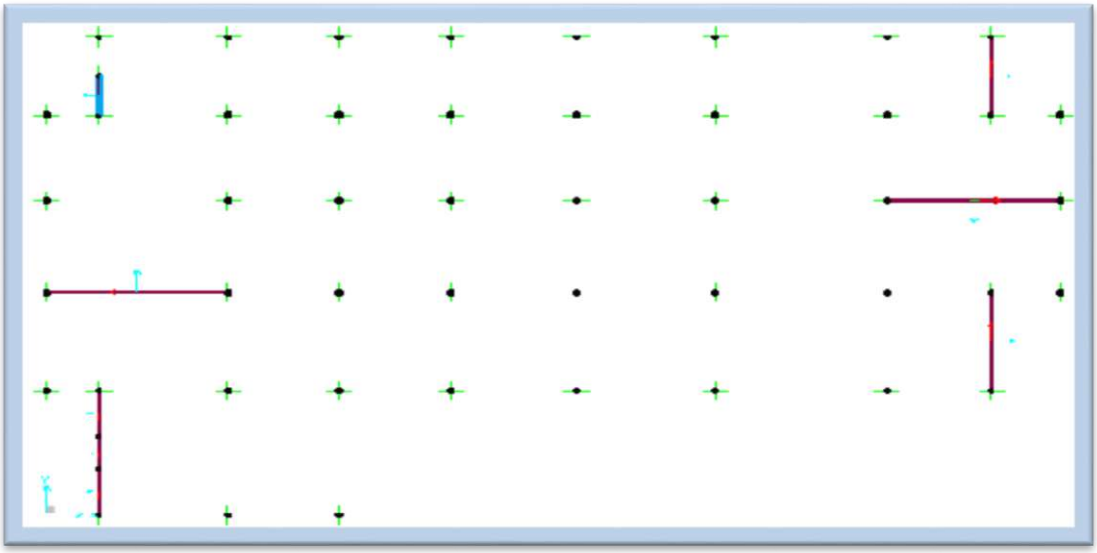


Figures IV.2 :2em disposition des voiles en plan.

Tableau IV-2 : 2eme Participation Massique

Output Case	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.62	0%	68%	0%	68%	1%
MODAL	Mode	1	0.51	58%	0%	58%	68%	11%
MODAL	Mode	1	0.45	10%	1%	69%	69%	57%

3eme disposition des voiles :



Figures IV.3 : 3em disposition des voiles en plan.

Tableau IV-3 : 3eme Participation Massique

Output Case	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.581205	0.0%	69.4%	0.0%	69.4%	0.0%
MODAL	Mode	2	0.525611	69.3%	0.0%	69.3%	69.4%	0.2%
MODAL	Mode	3	0.502812	0.2%	0.1%	69.6%	69.5%	68.6%

.

IV.5.Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.5.1.Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi}$ YG $= \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Tableau IV-4 : Calcul de centre de masse.

Niveau		Masse et centre de Masse		
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Masse.g (kN)**	**XG (m)**	**YG (m)**
DIAPH_3.23	3.23	4750.727	13.711	10.424
DIAPH_6.46	6.46	4750.727	13.711	10.424
DIAPH_9.69	9.69	4675.557	13.708	10.417
DIAPH_12.92	12.92	4600.741	13.705	10.409
DIAPH_16.15	16.15	4534.414	13.703	10.402
DIAPH_19.38	19.38	4448.992	13.707	10.392
DIAPH_22.61	22.61	3816.726	13.614	10.529

IV.5.2.Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$XT = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \quad YT = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
- Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
- pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$
- pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$ **[4]**

Avec :

An : coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\begin{cases} a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11}... & si\ \ n \le 11 \\ a_n = 1 & si\ \ n > 11 \end{cases}$$

I : inertie totale du refend.

E : module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m : moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

I_i : moment d'inertie des trumeaux.

A_i : aire des éléments du refend.

2c : distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.

a : demi portée de l'ouverture.

$\alpha = w.H_0$ (Coefficient du monolithisme des voiles).

H_0 : hauteur totale du refend.

$w^2 = \frac{3.i.I.c}{I_0.m.a^{3}.H}$: Voile à une seule file d'ouverture.

$w^2 = \frac{G}{3I.H}\left[2\left(\frac{ic^2}{a^3}\right)\right]$: Voile à une deux d'ouvertures.

H: hauteur d'étage.

$A_0(\alpha, \xi)$: est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut :

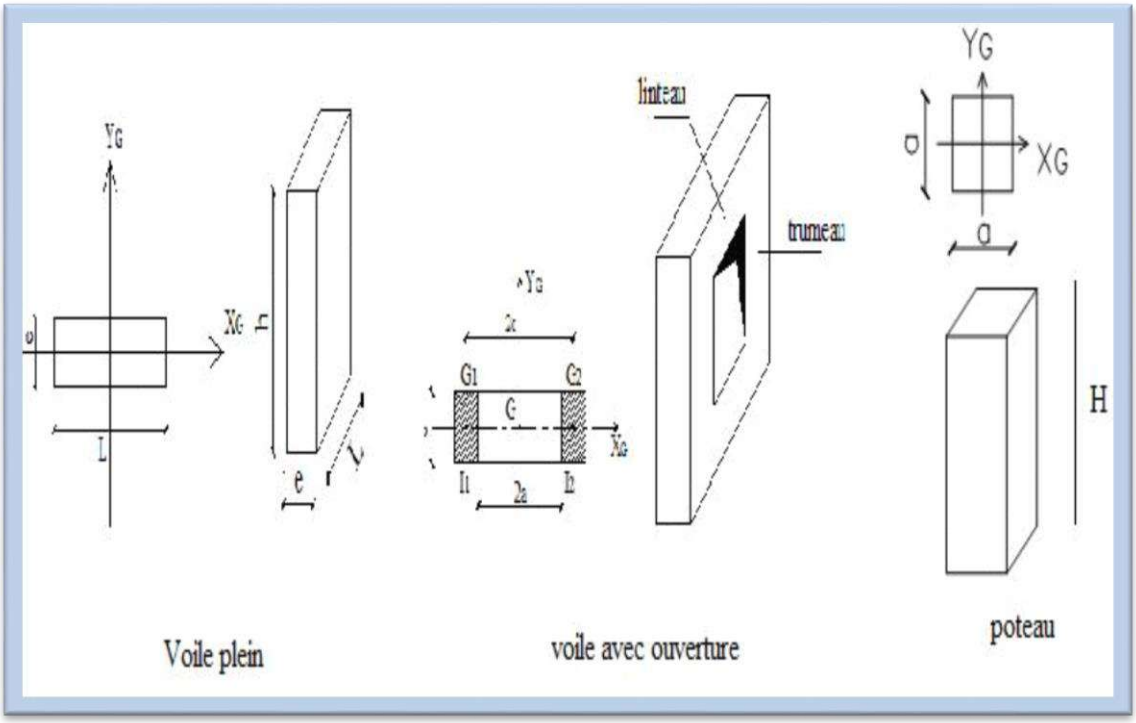
$$A_0(\alpha, \xi) = \frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}.\frac{sh\,\alpha}{ch\,\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 ch\,\alpha} \qquad Si\ \xi = 0.$$

Avec : $\xi = \frac{x}{H}$ si $0 < \xi < 1$.

$$A\ (\alpha, \xi) = \frac{1}{3}(2 - 3\xi + \xi^3) + \frac{2}{\alpha^2}\xi + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 ch\,\alpha}.sh\,\alpha(1-\xi) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{ch\,\alpha.\xi}{ch\,\alpha}$$

Remarque :

Si α > 10, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.



Figures IV.4 : dimension des voiles et poteaux.

Tableau IV-5 : Calcul de Centre d'inertie .

Niveau		Inertie et centre d'inertie			
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**∑ Ix (m4)**	**∑ Iy (m4)**	**XR (m)**	**YR (m)**
DIAPH_3.23	3.23	1.201E+07	8.198E+06	14.736	10.998
DIAPH_6.46	6.46	6.210E+07	2.325E+06	14.361	11.775
DIAPH_9.69	9.69	1.327E+07	1.448E+06	13.924	10.008
DIAPH_12.92	12.92	3.710E+06	7.727E+05	13.519	10.382
DIAPH_16.15	16.15	2.347E+06	6.381E+05	13.264	10.346
DIAPH_19.38	19.38	1.049E+06	4.106E+05	13.356	10.501
DIAPH_22.61	22.61	8.143E+05	2.975E+05	12.893	9.617

IV.5.3.Excentricité :

IV.5.3.1.Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

Tableau IV-6 : Calcul d'excentricité

Excentricité				
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Ex = |XR-XG| (m)**	**Ey = |YR-YG| (m)**	**Vérification**
DIAPH_3.23	3.23	1.025	0.574	(CV)
DIAPH_6.46	6.46	0.650	1.351	(CV)
DIAPH_9.69	9.69	0.216	0.409	(CV)
DIAPH_12.92	12.92	0.186	0.027	(CV)
DIAPH_16.15	16.15	0.439	0.056	(CV)
DIAPH_19.38	19.38	0.351	0.109	(CV)
DIAPH_22.61	22.61	0.721	0.912	(CV)

IV.5.3.2.Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV-7 : Calcul de l'excentricité accidentelle.

Diaphragme N°	Lx	Ly	Ex(m)	Ey(m)
DIAPH_3.23	29.1	17.85	1.455	0.8925
DIAPH_6.46	29.1	17.85	1.455	0.8925
DIAPH_9.69	29.1	17.85	1.455	0.8925
DIAPH_12.92	29.1	17.85	1.455	0.8925
DIAPH_16.15	29.1	17.85	1.455	0.8925
DIAPH_19.38	29.1	17.85	1.455	0.8925
DIAPH_22.61	29.1	17.85	1.455	0.8925

IV.5.3.3.Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±0.05L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau IV-8 : Calcul de l'excentricité totale

	direction X			direction Y		
Diaphragme N°	**Ex théo(m)**	**Ex(m)**	**Exthéo±Exacc**	**Eythéo(m)**	**Ey(m)**	**Eythéo±Eyacc**
DIAPH_3.23	1.025	1.455	0.43	0.574	0.8925	0.3185
DIAPH_6.46	0.65	1.455	0.805	1.351	0.8925	0.4585
DIAPH_9.69	0.216	1.455	1.239	0.409	0.8925	0.4835
DIAPH_12.92	0.186	1.455	1.269	0.027	0.8925	0.8655
DIAPH_16.15	0.439	1.455	1.016	0.056	0.8925	0.8365
DIAPH_19.38	0.351	1.455	1.104	0.109	0.8925	0.7835
DIAPH_22.61	0.721	1.455	0.734	0.912	0.8925	0.0195

Le spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A :[RPA : Tab.4.1]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2) ➔ A = 0,25.

b. facteur de correction d'amortissement η:

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].

Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement R :[RPA : Tab.4.3]

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

✓ les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,

✓ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

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

Suivant X :

Tableau IV.9 : Vérification du coefficient comportement R suivant X

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
DIAPH_22.61	4001.25	3483.368	517.882	1071.306	724.988	346.318
DIAPH_19.38	8497.97	7437.551	1060.419	1412.68	597.826	814.854
DIAPH_16.15	13275.13	11775.465	1499.667	1915.052	885.34	1029.712
DIAPH_12.92	18000.7	15996.44	2004.258	2375.796	781.142	1594.654
DIAPH_9.69	23056.2	20721.939	2334.264	2724.214	925.768	1798.446
DIAPH_6.46	27970.32	25170.364	2799.956	3013.14	818.272	2194.868
DIAPH_3.23	32898.3	29638.994	3259.304	2624.902	666.36	1958.542

Valeur en pourcentage de sollicitation verticale et horizontale :

Tableau IV.10 : Vérification du coefficient comportement R suivant X en pourcentage.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
DIAPH_22.61	100%	87.06%	12.94%	100%	67.67%	32.33%
DIAPH_19.38	100%	87.52%	12.48%	100%	42.32%	57.68%
DIAPH_16.15	100%	88.70%	11.30%	100%	46.23%	53.77%
DIAPH_12.92	100%	88.87%	11.13%	100%	32.88%	67.12%
DIAPH_9.69	100%	89.88%	10.12%	100%	33.98%	66.02%
DIAPH_6.46	100%	89.99%	10.01%	100%	27.15%	72.85%
DIAPH_3.23	100%	90.09%	9.91%	100%	25.38%	74.62%

Suivant Y :

Tableau IV.11 : Vérification du coefficient comportement R suivant

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
DIAPH_22.61	3886.093	3483.368	402.725	1056.45	695.887	360.563
DIAPH_19.38	8410.655	7437.551	973.104	1449.635	618.189	831.446
DIAPH_16.15	13174.89	11775.465	1399.429	1952.662	885.277	1067.385
DIAPH_12.92	17885.96	15996.44	1889.522	2407.451	795.046	1612.405
DIAPH_9.69	22916.56	20721.939	2194.621	2727.798	923.515	1804.283
DIAPH_6.46	27805.57	25170.364	2635.21	3010.796	920.31	2090.486
DIAPH_3.23	32723.11	29638.994	3084.12	2693.601	709.111	1984.49

Valeur en pourcentage de sollicitation verticale et horizontale :

Tableau IV.12 : Vérification du coefficient comportement R suivant Y en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
DIAPH_22.61	100%	89.64%	10.36%	100%	65.87%	34.13%
DIAPH_19.38	100%	88.43%	11.57%	100%	42.64%	57.36%
DIAPH_16.15	100%	89.38%	10.62%	100%	45.34%	54.66%
DIAPH_12.92	100%	89.44%	10.56%	100%	33.02%	66.98%
DIAPH_9.69	100%	90.42%	9.58%	100%	33.86%	66.14%
DIAPH_6.46	100%	90.52%	9.48%	100%	30.56%	69.44%
DIAPH_3.23	100%	90.58%	9.43%	100%	26.63%	73.67%

Conclusion:

D'après le résultat obtenus, on constate quelles voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticale, donc le système choisis est un système de contreventement (Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles) avec justification d'interactions qui a une valeur de coefficient de comportement(**R=5**).

D. facteur de qualité Q :[RPA : Tab.4.4.]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant : $Q = 1 + \sum_{q}^{6} P_q$

Tableau IV.13 : détermination du facteur de qualité Q

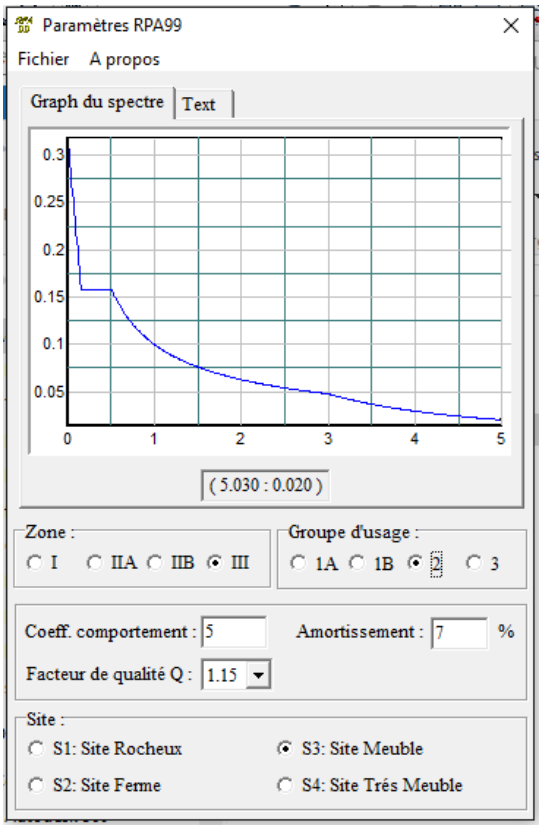
Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	1	Non	1

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0{,}1 = 1{,}1$$
$$Q_Y = 1 + 0{,}1 = 1{,}1$$

e. périodes caractéristiques :[RPA : Tab.4.7.]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}5\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S3.}$$



Figures IV.5: spectre de reponce,

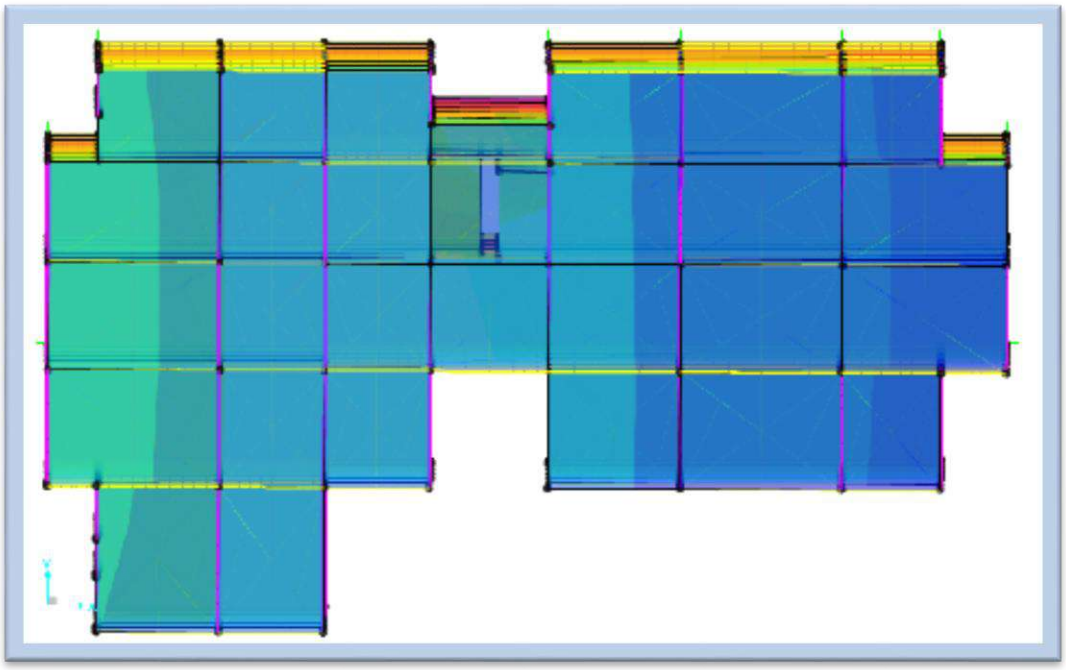
IV.6.Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

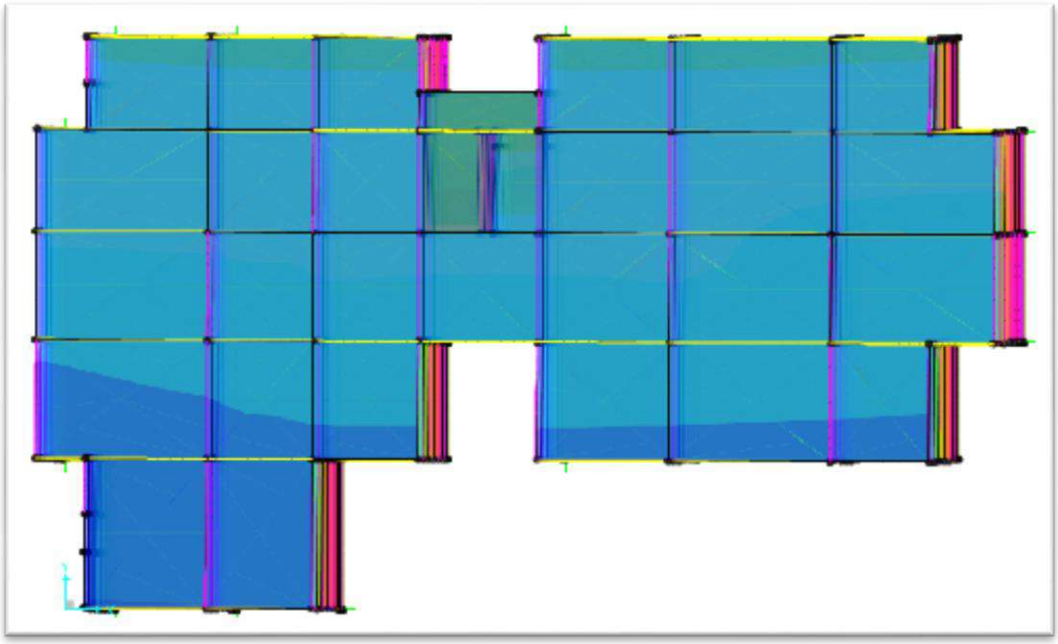
- ✓ Vérification de comportement des trois premiers modes.
- ✓ Vérification de participation massique.
- ✓ Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- ✓ Vérification de la stabilité au renversement.
- ✓ Vérification de déplacement.
- ✓ Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.
- ✓ Vérification des sollicitations normales.

IV.6.1Vérification de comportement des trois premiers modes :

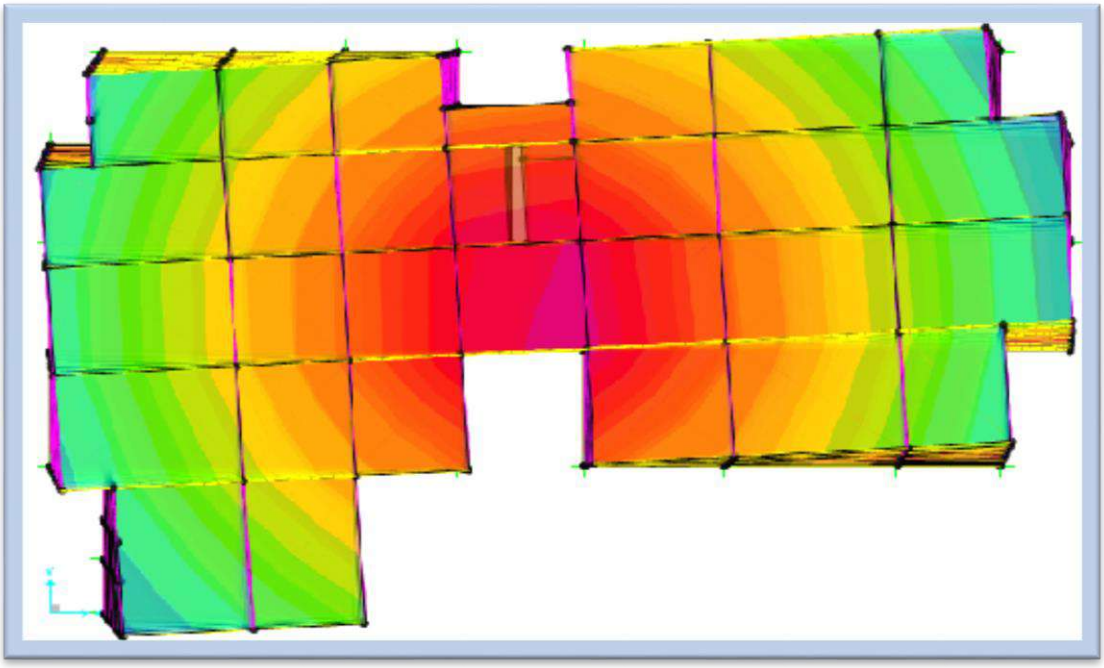
1ere mode :



2eme mode :



3eme mode :



Figures IV.6 : Figure IV.23.Le comportement des trois premiers modes

Tableau IV.14 : Le comportement des trois premiers modes

OutputCase	StepType	StepNum	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.580	0.00%	69.29%	0.00%	69.29%	0.09%
MODAL	Mode	2	0.526	69.43%	0.00%	69.43%	69.29%	0.19%
MODAL	Mode	3	0.502	0.20%	0.18%	69.64%	69.47%	68.68%

IV.6.2Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Tableau IV-15 : Coefficient de participation massique

OutputCase	StepType	StepNum	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.580252	0.00%	69.29%	0.00%	69.29%	0.09%
MODAL	Mode	2	0.525601	69.43%	0.00%	69.43%	69.29%	0.19%
MODAL	Mode	3	0.501886	0.20%	0.18%	69.64%	69.47%	68.68%
MODAL	Mode	4	0.153272	0.01%	18.02%	69.65%	87.48%	0.85%
MODAL	Mode	5	0.140104	19.28%	0.04%	88.93%	87.52%	0.08%
MODAL	Mode	6	0.125696	0.12%	0.91%	89.05%	88.43%	18.49%
MODAL	Mode	7	0.075396	0.00%	0.00%	89.05%	88.43%	0.00%
MODAL	Mode	8	0.073666	0.02%	5.56%	89.07%	93.98%	0.48%
MODAL	Mode	9	0.070954	0.00%	0.00%	89.08%	93.98%	0.00%
MODAL	Mode	10	0.070478	0.01%	0.01%	89.09%	93.99%	0.00%
MODAL	Mode	11	0.069037	0.03%	0.00%	89.12%	93.99%	0.00%
MODAL	Mode	12	0.067677	0.06%	0.00%	89.18%	93.99%	0.00%
MODAL	Mode	13	0.067065	5.98%	0.04%	95.17%	94.02%	0.02%

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteigne pas qu'après le 13ème mode.

IV.6.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4. 3.6]

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0,8$

IV.6.3.1Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

- **A : coefficient d'accélération de zone**

A = 0,25

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2,5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T2 = 0,5 s, tableau 4.7 (avec site S3)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0,09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

Dx= 2.205

Dy= 2.205

- **R : coefficient de comportement global de la structure**

R = 5

- **Q : facteur de qualité**

$Q_x=Q_y=1.1$

- **W : poids total de la structure**

$$W=\sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 0.2 tableau 4.5

W= 34346.32 KN

Tableau IV-16 : Calcul de la force sismique

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.25	2.205	2.205	5	1.1	1.1	34346.32	4165.34996	4165.34996

Tableau IV-17 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	4165.34996	3231.393	3332.28	(CNV)
Y	4165.34996	2996.493	3332.28	(CNV)

Les conditions ne sont pas vérifiée pour la direction X, Y donc il faudra augmenter tous les Paramètres de la réponse Vt<0.80 V, (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport (0.8V/Vt).

- Pour la direction y on a : $0.8V/V_t= 1.04$
- Pour la direction y on a : $0.8V/V_t= 1.12$

C'est-à-dire on remplace le coefficient«1»de la force sismique suivant la direction X et Y (EdX), (Edy) dans les combinaisons par le coefficient « 1.04» et « 1.12» ; en trouve :

Tableau IV-18 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	4165.34996	3231.393	3332.28	(CV)
Y	4165.34996	2996.493	3332.28	(CV)

Pour les deux directions x et y les conditions sont vérifiées.

IV.6.4.Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{ix}$ $M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{iy}$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à : $Mtx = X_G.Wi$, $MtY = G_Y.Wi$

Avec :

- X_G, Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

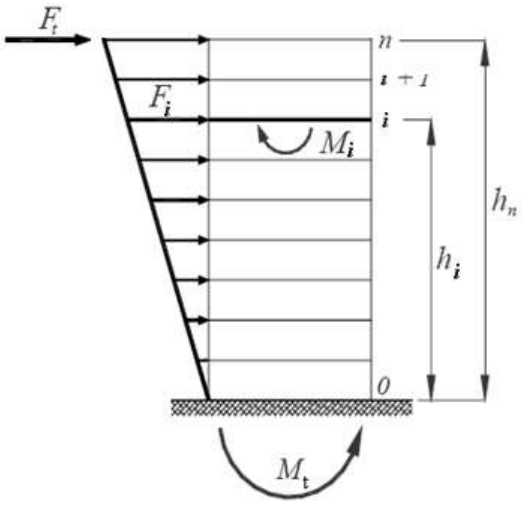


Figure IV-7 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.6.4.1 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : [Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a :

- TX = 0,377 s → Ft = 0
- TY = 0, 0.482 s → Ft = 0

Donc :

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_X = \alpha_x.V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_Y = \alpha_Y.V_Y$$

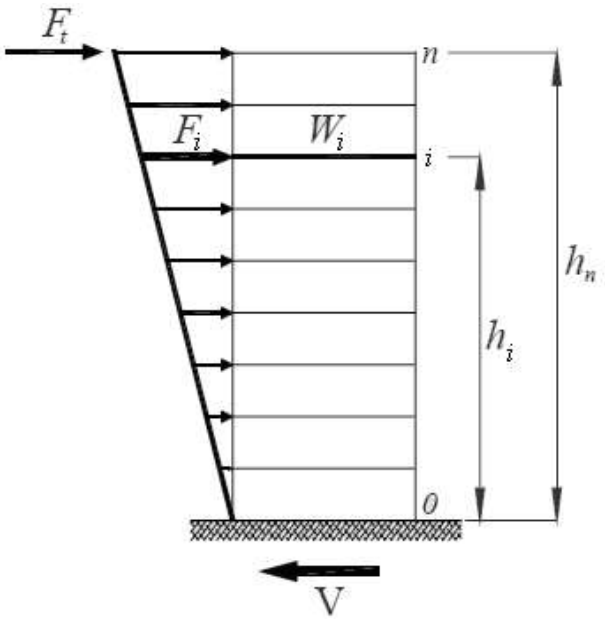


Figure IV-8 : Distribution des forces sismiques

Tableau IV-19 : Forces sismiques selon la hauteur suivant les deux direction X,Y

Niveau (m)	Wi (kN)	Wi*hi (kn.m)	Edx	Edy	αx	αy	fix	fiy
22.61	3816.73	86296.3	3231.393	2996.49	0.2176282	0.2176282	731.37	730.38
19.38	4448.99	86221.4	3231.393	2996.49	0.2174395	0.2174395	730.74	729.74
16.15	4534.41	73230.7	3231.393	2996.49	0.1846786	0.1846786	620.64	619.79
12.92	4600.74	59441.6	3231.393	2996.49	0.149904	0.149904	503.77	503.09
9.69	4675.56	45306.2	3231.393	2996.49	0.1142564	0.1142564	383.98	383.45
6.46	4750.73	30689.7	3231.393	2996.49	0.0773956	0.0773956	260.10	259.75
3.23	4750.73	15344.9	3231.393	2996.49	0.0386978	0.0386978	130.05	129.87
	somme	**396531**		**somme**	**1**	**1**	**3231.393**	**2996.49**

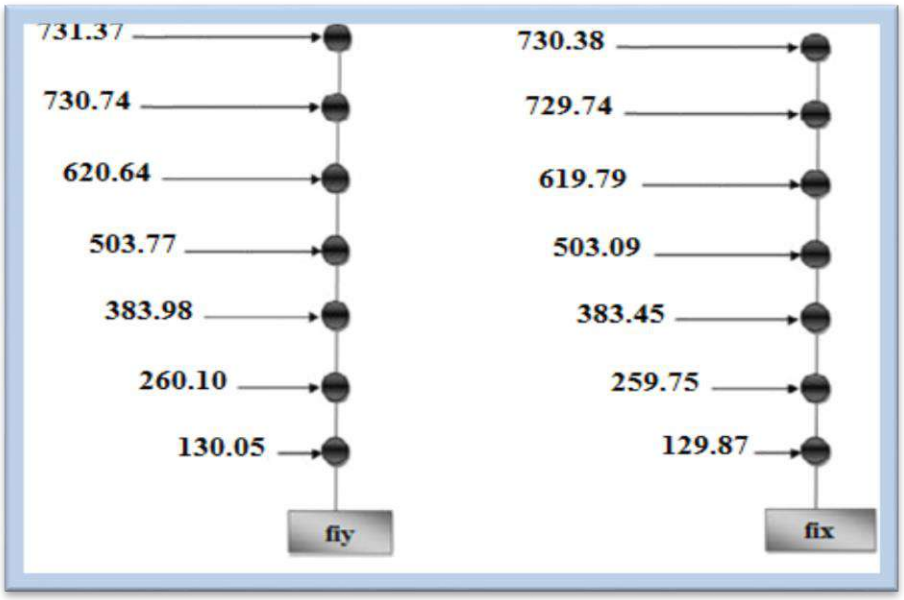


Figure IV-9 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant la direction X et Y

IV.6.4.2Moment de renversement :

Tableau IV-20 : calcul du moment de renversement

Niveau (m)	fix	fiy	M0xi (kn.m)	M0yi (kn.m)
22.61	731.37	730.38	16536.28	16513.9
19.38	730.74	729.74	14161.74	14142.4
16.15	620.64	619.79	10023.34	10009.6
12.92	503.77	503.09	6508.708	6499.92
9.69	383.98	383.45	3720.766	3715.63
6.46	260.1	259.75	1680.246	1677.99
3.23	130.05	129.87	420.0615	419.48
		∑M0	53051.14	52978.9

IV.6.4.3.Moment stabilisant :

Tableau IV-21 : calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)	Mtx(kn.m)	Mty(kn.m)
22.61	3816.73	13.711	10.424	52331.18503	39785.594
19.38	4448.99	13.711	10.424	61000.10189	46376.272
16.15	4534.41	13.708	10.417	62157.69228	47234.949
12.92	4600.74	13.705	10.409	63053.1417	47889.103
9.69	4675.56	13.703	10.402	64069.19868	48635.175
6.46	4750.73	13.707	10.392	65118.25611	49369.586
3.23	4750.73	13.614	10.529	64676.43822	50020.436
			∑Mt	**432406.0139**	**329311.11**

Donc il faut vérifier que : $Mt/ M_0 \geq 1.5$

Tableau IV-22 : Verification de stabilisation

Mtx	Mty	M0x	M0y	Mtx/M0x	Mty/M0y	Mt/M0≥1.5
432406.014	329311	53051.1	52978.9	8.150739	6.215891	CV

Notre bâtiment est vérifiée contre le renversement suivant les deux directions, donc est stable vis-à-vis le renversement.

IV.6.5.Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$\delta_K = R\delta_{ek}$ [RPA: Art 4.4.3]

- δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon [RPA : Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser :

Δ k limite = 0.01 he

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Sens X :

Tableau IV-23 : Vérification des déplacements inter-étage sens X

Diaphragme	Niveau (m)	δx (cm)	δx.R (cm)	ΔX (cm)	0,01.he (cm)	Vérificatio
DIAPH_22.61	22.61	1.40	7.00	1.15	3.23	(CV)
DIAPH_19.38	19.38	1.17	5.85	1.25	3.23	(CV)
DIAPH_16.15	16.15	0.92	4.60	1.20	3.23	(CV)
DIAPH_12.92	12.92	0.68	3.40	1.20	3.23	(CV)
DIAPH_9.69	9.69	0.44	2.20	1.00	3.23	(CV)
DIAPH_6.46	6.46	0.24	1.20	0.80	3.23	(CV)
DIAPH_3.23	3.23	0.08	0.40	0.40	3.23	(CV)

Sens-Y :

Tableau IV-24 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Diaphragme N°	Niveau (m)	δy (cm)	δy.R (cm)	ΔY (cm)	0,01.he (cm)	Vérification
DIAPH_22.61	22.61	1.79	8.95	1.60	3.23	(CV)
DIAPH_19.38	19.38	1.47	7.35	1.60	3.23	(CV)
DIAPH_16.15	16.15	1.15	5.75	1.60	3.23	(CV)
DIAPH_12.92	12.92	0.83	4.15	1.45	3.23	(CV)
DIAPH_9.69	9.69	0.54	2.70	1.20	3.23	(CV)
DIAPH_6.46	6.46	0.30	1.50	0.95	3.23	(CV)
DIAPH_3.23	3.23	0.11	0.55	0.55	3.23	(CV)

IV.6.6.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k \Delta_k \ / \ V_k * h_k \leq 0.10$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq0.20$, 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 $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Sens X et Y :

Tableau IV-25 : Verification del'effet P-Δ

Niveau (m)	H_k	Wi (kN)	Vix	Viy	ΔX (cm)	ΔY (cm)	qkx	qky	$q_k \leq 0.1$
22.61	323	3816.73	731.37	730.38	1.15	1.6	0.019	0.026	(CV)
19.38	323	4448.99	730.74	729.74	1.25	1.6	0.024	0.03	(CV)
16.15	323	4534.41	620.64	619.79	1.2	1.6	0.027	0.036	(CV)
12.92	323	4600.74	503.77	503.09	1.2	1.45	0.034	0.041	(CV)
9.69	323	4675.56	383.98	383.45	1	1.2	0.038	0.045	(CV)
6.46	323	4750.73	260.1	259.75	0.8	0.95	0.045	0.054	(CV)
3.23	323	4750.73	130.05	129.87	0.4	0.55	0.045	0.062	(CV)

On constate d'après les tableaux que notre bâtiment est justifier vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.6.7Vérification de cisaillement des éléments : [1] ► [Art.7.4.3.2] ◄ :

a. Les poutres : Selon *CBA93*► [ArtA.5.1] ◄

$T_{max}=V_U/(b*d)$

Tableau IV-26 : Vérification de cisaillement des éléments

Elément	combinaison	fissuration	Vu (kN)	T_{max} (Mpa)	T (Mpa)	$\tau_{max} \leq \tau$
PP (0.40*0.3)	G+Q+EdX	peu nuisible	143.724	1.277	4.35	(CV)
PS (0.35*0.3)	G+Q+EdY	peu nuisible	112.673	1.156	4.35	(CV)

b. les poteaux : Selon*RPA99 version2003*► [Art 7.4.3.2]

Sens X :

Tableau IV-27 : Vérification de cisaillement des poteaux sens X des éléments

Poteaux	T_X(KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	τ (Mpa)	$\tau_{max} \leq \tau$
45*45	69.57	0.63	$G+Q+E_{dx}$	1.875	(CV)
40*40	67.821	0.45	$G+Q+E_{dx}$	1.875	(CV)
35*35	50.894	0.44	$G+Q+E_{dx}$	1.875	(CV)

Sens-Y :

Tableau IV-28 : Vérification de cisaillement des poteaux sens Y des éléments

Poteaux	T_Y(KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	τ (Mpa)	$\tau_{max} \leq \tau$
45*45	125.618	0.66	$G+Q+E_{dy}$	1.875	(CV)
40*40	106.663	0.71	$G+Q+E_{dy}$	1.875	(CV)
35*35	69.599	0.61	$G+Q+E_{dy}$	1.875	(CV)

IV.6.8.Vérification des sollicitations normales :[1] ►► [Art.7.4.3.1]◄◄ :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcules limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

- υ : effort normal réduit.
- Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Bc: l'air (section brute) de cette section de béton.
- Fc28 : la résistance caractéristique de béton.

Tableau IV-29 : verification des solicitations normales

section	combinaison	Nd(kn)	Bc(cm)	υ	$\upsilon \leq 0.3$
(0.45*0.45)	G+Q+Edx	1328.516	1849	0.282	c.v
(0.45*0.45)	G+Q+Edy	1633.849	1849	0.35	c.n.v

Les poteaux rectangulaires (45*45) ne sont pas vérifier dans le sens Y vis-à-vis l'effort normal donc nous augmentons les sections des poteaux comme suit : Section des poteaux de RDC (50x50).

Conclusions :

Reposons sur ces résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux déférents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferraillage correcte.

CHAPITRE V :

Ferraillage Des Eléments Structuraux

V.1.Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q et G +Q ± E
  - ✓ E.L.S G + Q

- les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V-1 : Les données de calcule.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa		$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	

V.2.2. Recommandations du R.P.A99 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui 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 est de 50 ϕ en Zone III.

V.2.2.b. Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.
  - b : largeur de la poutre.
  - St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :
    - St ≤ h/2 en Zone courante.
    - St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Tableau V-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales.

	niveau	dimension		position	Mu (KN.m)	Combinaison	A' (cm2)	A cacules cm²	A adopter cm²	HA
		b	h							
intermédiaire	Terrasse	30	40	traver	56.646	1.35G+1.5Q	0	4.56	4.62	3HA14
		30	40	appui	-106.405	G+Q+EdX	0	7.66	8.01	3HA12+3HA14
	Etages	30	40	traver	63.519	0.8G+EdX	0	4.41	4.62	3HA14
		30	40	appui	-113.833	G+Q+EdX	0	8.23	9.24	6HA14
rive	Terrasse	30	40	traver	31.957	1.35G+1.5Q	0	2.52	3.39	3HA12
		30	40	appui	-60.498	G+Q+EdY	0	4.2	4.62	3HA14
	Etages	30	40	traver	53.932	0.8Q+EdX	0	3.73	4.62	3HA14
		30	40	appui	-66.295	G+Q+EdX	0	4.63	6.79	6HA12

Tableau V-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires.

	niveau	dimension		position	Mu (KN.m)	Combinaison	A' cm²	A calculés cm²	A adopter cm²	HA
		b	h							
intermédiaire	Terrasse	30	35	traver	34.843	G+Q+EdY	0	2.77	3.39	3HA12
		30	35	appui	-40.669	G+Q+EdY	0	3.25	3.39	3HA12
	Etages	30	35	traver	46.602	G+Q+EdY	0	3.74	4.62	3HA14
		30	35	appui	-53.002	G+Q+EdY	0	4.28	4.62	3HA14
rive	Terrasse	30	35	traver	29.9	0.8G+EdY	0	2.36	3.39	3HA12
		30	35	appui	-40.791	G+Q+EdY	0	3.26	3.39	3HA12
	Etages	30	35	traver	56.664	G+Q+EdY	0	4.58	6.79	6HA12
		30	35	appui	-62.129	0.8G+EdY	0	5.05	6.79	6HA12

V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3)*fe ; 110$\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tableau V-4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	niveau	dimension		position	Mser(KN.m)	A adopter cm²	σb	σb bar	σb≤σb bar	σs	σs bar	σs≤σs bar
		b	h									
intermédiaire	Terrasse	30	40	traver	41.425	4.62	7.39	15	CV	-	-	-
		30	40	appui	-59.804	8.01	8.79	15	CV	-	-	-
	Etages	30	40	traver	36.051	4.62	6.43	15	CV	-	-	-
		30	40	appui	-57.099	9.24	8.01	15	CV	-	-	-
rive	Terrasse	30	40	traver	23.408	3.39	4.69	15	CV	201.52	201.63	CV
		30	40	appui	-27.27	4.62	4.86	15	CV	174.55	201.63	CV
	Etages	30	40	traver	27.644	4.62	4.93	15	CV	176.95	201.63	CV
		30	40	appui	-35.741	6.79	5.56	15	CV	158.58	201.63	CV

Tableau V-5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

	niveau	dimension		position	Mser KN.m	A adopter cm²	σb	σb bar	σb≤σb bar	σs	σs bar	σs≤σs bar
		b	h									
intermédiaire	Terrasse	30	35	traver	11.62	3.39	2.94	15	CV	-	-	-
		30	35	appui	-16.64	3.39	4.2	15	CV	-	-	-
	Etages	30	35	traver	12	4.62	2.7	15	CV	-	-	-
		30	35	appui	-16.396	4.62	3.7	15	CV	-	-	-
rive	Terrasse	30	35	traver	8.86	3.39	2.24	15	CV	88.53	201.63	CV
		30	35	appui	-11.03	3.39	2.79	15	CV	110.22	201.63	CV
	Etages	30	35	traver	10.555	6.79	2.08	15	CV	54.44	201.63	CV
		30	35	appui	-15.921	6.79	3.14	15	CV	82.12	201.63	CV

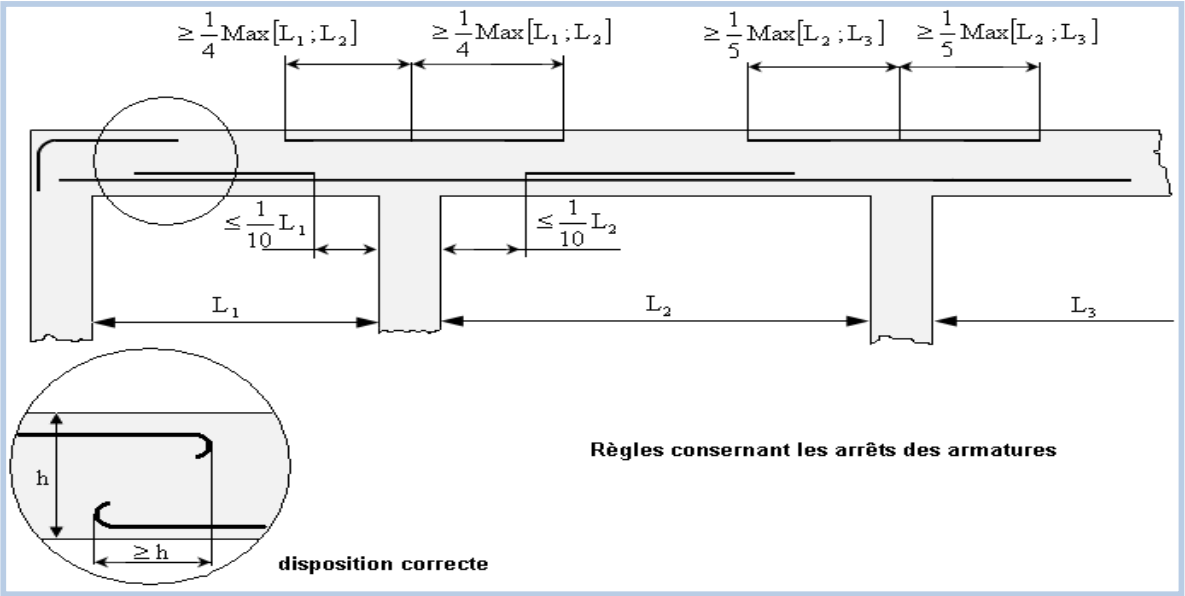


Figure V-1 : Disposition des armatures pour les poutres.

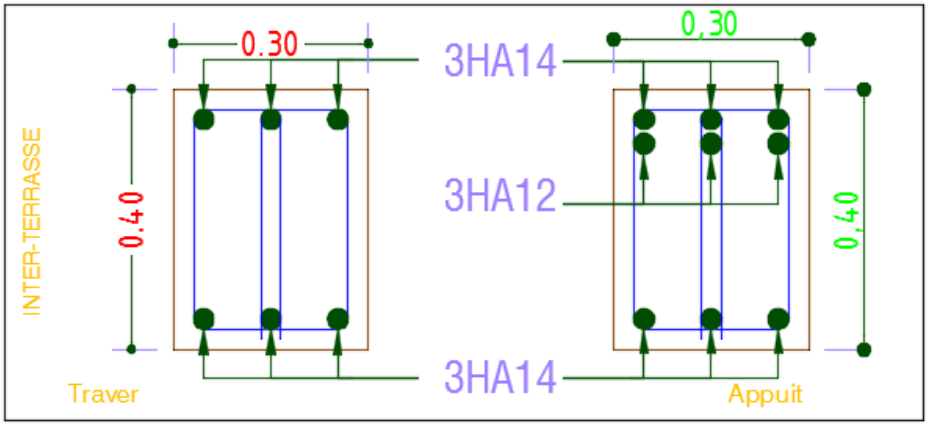


Figure V-2 : Ferraillage des poutres principales, intermédiaires du niveau terrasse.

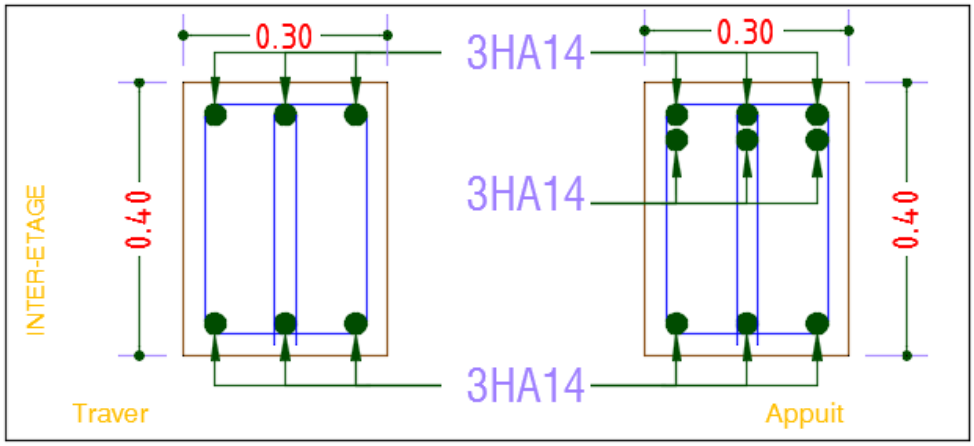


Figure V-3 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires des étages.

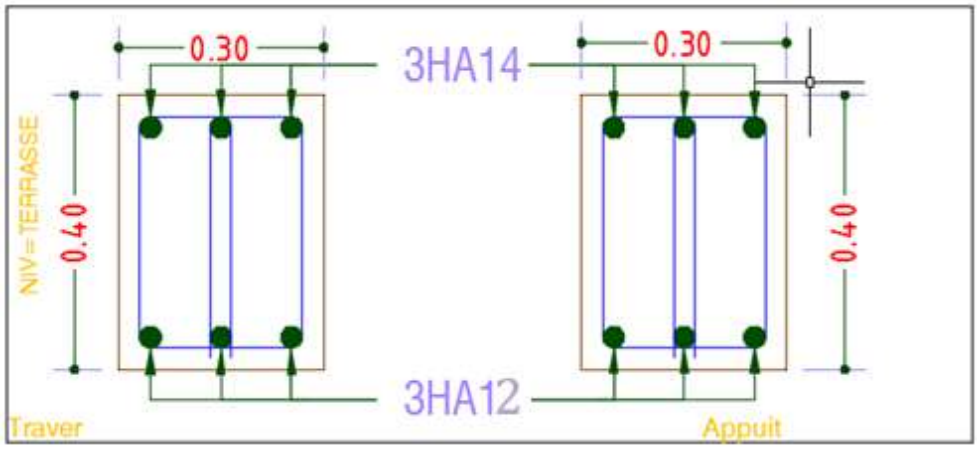


Figure V-4 : Ferraillages des poutres principales de rive des terrasses.

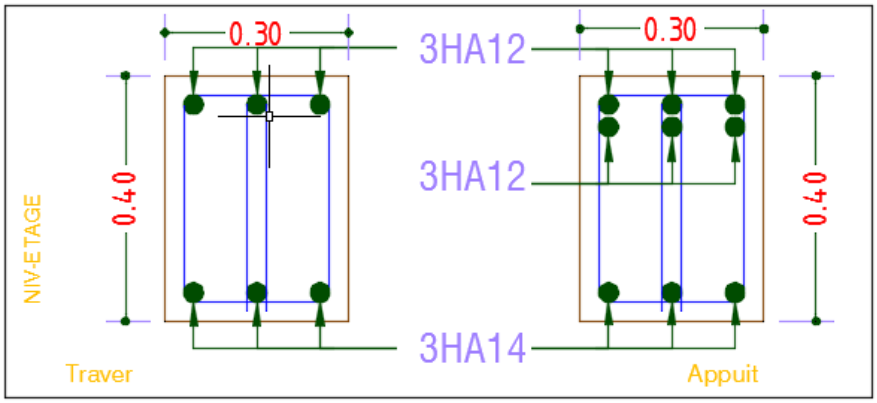


Figure V-5 : Ferraillages des poutres principales de rive des étages.

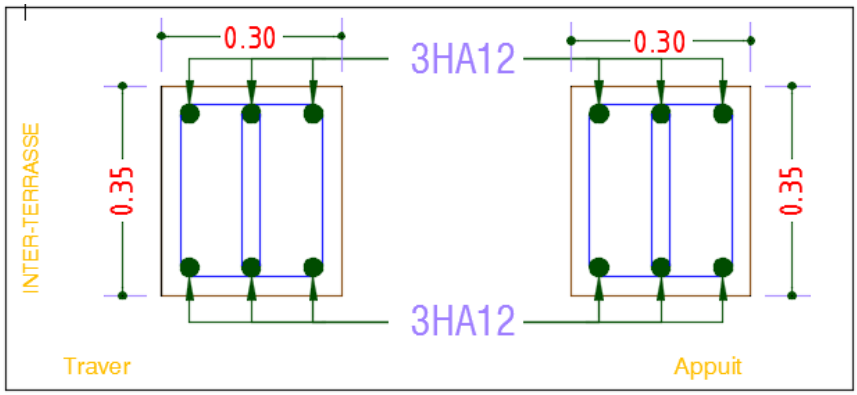


Figure V-6 : Ferraillages des poutres secondaires de l'inter de terrasses.

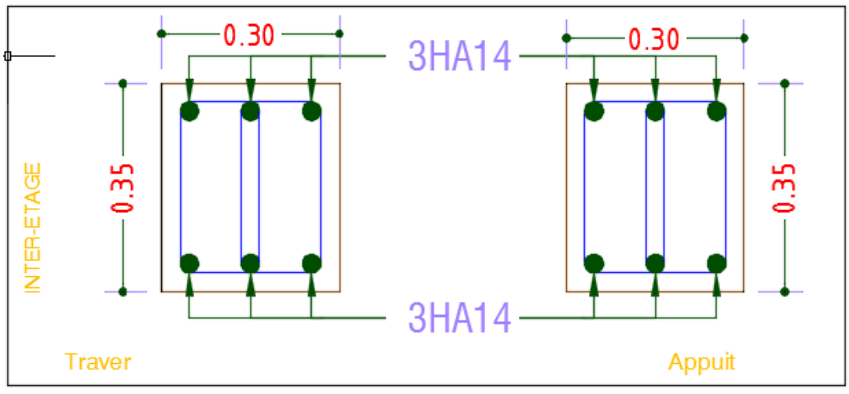


Figure V-7 : Ferraillages des poutres secondaires de l'inter d'étage.

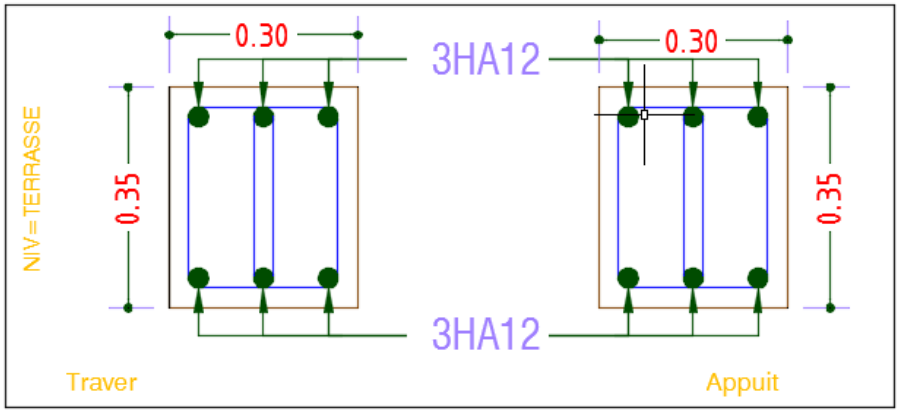


Figure V-8 : Ferraillages des poutres secondaires de rive de terrasses

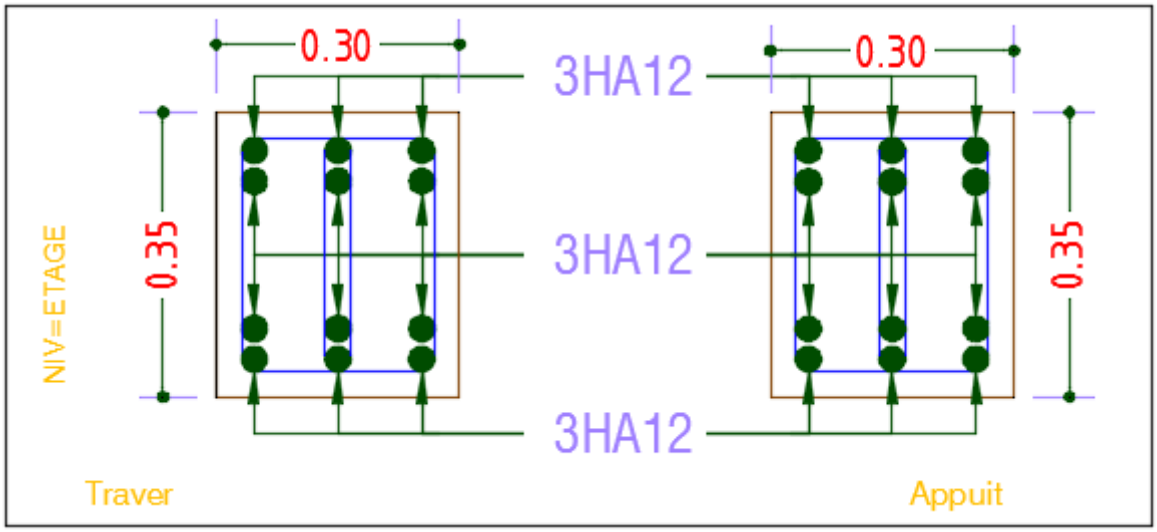


Figure V-9 : Ferraillages des poutres secondaires de rive d'étage.

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifie que :

- A tendue ≥ Amin CBA
- A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ A max RPA
- A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ A max RPA

Tableau V-6 : vérification des poutres principales selon les conditions RPA.

	niveau	dimension		position	A adopter cm²	RPA 99			
		b	h			A_{min} (RPA) 99 cm²	A_{max} (RPA) 99 cm²	$A_{adopter} \geq A_{min}$ RPA 99	$A_{adopt} \leq A_{max}$ RPA 99
intermédiaire	Terrasse	30	40	traver	8.01	6	48	CV	CV
		30	40	appui	12.63	6	72	CV	CV
	Etages	30	40	traver	9.24	6	48	CV	CV
		30	40	appui	13.85	6	72	CV	CV
rive	Terrasse	30	40	traver	8.01	6	48	CV	CV
		30	40	appui	8.01	6	72	CV	CV
	Etages	30	40	traver	8.01	6	48	CV	CV
		30	40	appui	11.4	6	72	CV	CV

Tableau V-7 : vérification des poutres principales selon la condition CBA

	niveau	dimension		position	A adopter cm²	CBA 93	
		b	h			Amin CBA93 cm²	A adopter≥Amin CBA93
intermédiaire	Terrasse	30	40	traver	4.62	1.2	CV
		30	40	appui	8.01	1.2	CV
	Etages	30	40	traver	4.62	1.2	CV
		30	40	appui	9.24	1.2	CV
rive	Terrasse	30	40	traver	3.39	1.2	CV
		30	40	appui	4.62	1.2	CV

	Etages	30	40	traver	4.62	1.2	CV
		30	40	appui	6.79	1.2	CV

Tableau V-8 : vérification des poutres secondaires selon les conditions de RPA et CBA

	niveau	dimension		position	A adopter cm²	Amin (RPA) 99 cm²	Amax (RPA) 99 cm²	Amin CBA93 cm²	Acalculer≥ Amin RPA 99	Aadopt≤ A max RPA 99	Acalculer≥ Amin CBA93
		b	h								
intermédiaire	Terrasse	30	35	traver	6.79	5.25	42	1.05	CV	CV	CV
		30	35	appui	6.79	5.25	63	1.05	CV	CV	CV
	Etages	30	35	traver	9.24	5.25	42	1.05	CV	CV	CV
		30	35	appui	9.24	5.25	63	1.05	CV	CV	CV
rive	Terrasse	30	35	traver	6.79	5.25	42	1.05	CV	CV	CV
		30	35	appui	6.79	5.25	63	1.05	CV	CV	CV
	Etages	30	35	traver	10.18	5.25	42	1.05	CV	CV	CV
		30	35	appui	10.18	5.25	63	1.05	CV	CV	CV

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

- T_u : effort tranchant

Tableau V-9 : Calcule de $\bar{\tau}_u$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	**la fissuration est préjudiciable**	**la fissuration est peu nuisible**
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b};4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b};5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\bar{\tau}_u = 3.3\,MPa$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\bar{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tableau V-10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	niveau	dimension		Vu (KN)	Combinaison	τu MPA	τubar MPA	τu≤τu bar
		b	d					
intermédiaire	**Terrasse**	30	37.50	99.403	G+Q+EdX	0.88	4.34	CV
	Etages	30	37.5	144.345	G+Q+EdX	1.28	4.34	CV
rive	**Terrasse**	30	37.5	78.433	G+Q+EdY	0.70	3.26	CV
	Etages	30	37.5	114.1	G+Q+EdY	1.01	3.26	CV

Tableau V-11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	niveau	dimension		Vu (KN)	Combinaison	τu MPA	τu bar MPA	τu≤τu bar
		b	d					
intermédiaire	Terrasse	30	32.5	30.247	G+Q+EdY	0.31	4.34	CV
	Etages	30	32.5	38.28	G+Q+EdY	0.39	4.34	CV
rive	Terrasse	30	32.5	48.67	0.8G+EdY	0.50	3.26	CV
	Etages	30	32.5	115.004	G+Q+EdY	1.18	3.26	CV

V.2.6. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4} et 12\varphi) & \text{: Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{: Zone courante} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-12 : Ferraillage des armatures transversal des poutres principales et secondaires

espacement					CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
	Section			τu Mpa	St (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) Cm	At cm^2	S (ZN) cm	S'(ZC) cm	Atchoisie cm^2
	b	h	d									
PP	30	40	37.5	1.28	33.75	1.72	10	20	1.35	10	15	4T8=2.01
PS	30	35	32.5	1.18	29.25	1.49	8.75	17.5	1.35	8	15	4T8=2.01

V.2.7. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K*M_0$

- K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.80.

Tableau V-13 : Vérification de la flèche des poutres 1er et 2eme condition.

les dimensions						1ere condition			2eme condition	
	h cm	b cm	d cm	L cm	A cm^2	h/L	1/16	h/l≥1/16	Mt/(10,M0)	h/L>Mt/10,M0
PP	40	30	37.5	4.9	4.62	8.163	0.0625	CV	0.075	cv
PS	35	30	32.5	4.35	6.79	8.046	0.0625	CV	0.075	cv

Tableau V-14: Vérification de la flèche des poutres 3eme condition.

les dimensions						3ème condition		
	h cm	b cm	d cm	L cm	A cm^2	A/b,d	4,2/fe	A/b,d≤4,2/fe

PP	40	30	37.5	4.9	4.62	0.004	0.0105	cv
PS	35	30	32.5	4.35	6.79	0.007	0.0105	cv

V.3. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.1. Détermination des armatures longitudinales :

V.3.1.a. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

La Condition de non fragilité :

$A_{min} = \frac{B}{1000}$ Si $A_{l=}<0$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]**

- La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

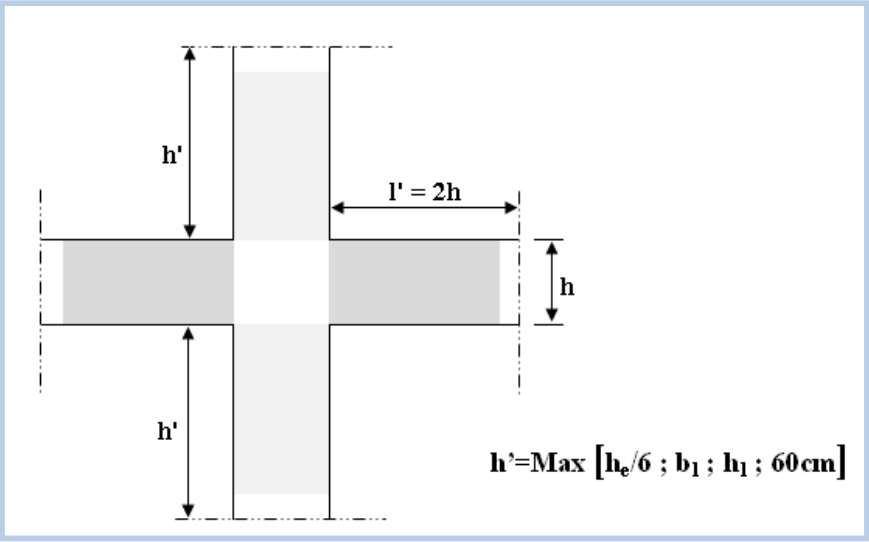


Figure V-10 : définition de la zone nodale dans les poteaux.

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage est limité en zone III par :

$$0{,}9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 3\%$$: En zone courante

$$0{,}9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 6\%$$: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
  - he : la hauteur d'étage.

V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

❖ **1er cas : Influence du moment :**

Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouvé avec la combinaison soit G+Q±E soit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{max} et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avec M_{max} et son N_{corres}.

❖ **2eme cas : Influence de l'effort normal :**

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{max}, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q, dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N_{max} et son M_{corres}.

❖ **3eme cas : Effort normal minimum :**

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est pas forcément le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$M_u=N_u.(e_1+e_2+e_a)$

- e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- e_2 : Excentricités du 2 eme ordre, dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2=\frac{3\,L^2 f\,(2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

- ✓ $\phi=\frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}}=2$: généralement pour le béton
- ✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}}=\frac{MG}{Mu}$
- ✓ Lf : longueur de flambement.
- ✓ h : hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

- e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec $\ell 0$ sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm]$$

Tableau V-15 : corrections des moments dans les poteaux à l'ELU.

	num	Solicitation	Valeurs	MG	Combinaison	e1 (cm)	e2 (cm)	ea (cm)	Mu (kN.m)
50*55 intermediaries	4830	Nmax (kN)	1658.85	1.35	1.35G+1.5Q	2.65	0.63	2	87.58
		Mcorres (kN.m)	43.9						
	4819	Ncorres (kN)	1393.98	23.49	G+Q+Edy	6.41	0.77	2	128.1
		Mmax (kN.m)	89.42						
	4808	Nmin (kN)	50.3	1.431	0.8G+EdY	30.6	0.67	2	16.73
		Mcorres (kN.m)	15.39						
50*55 RIVE	4549	N_{max} (kN)	1246.95	5.305	1.35G+1.5Q	0.29	3.08	2	66.94
		M_{corres}(kN.m)	3.64						
	4605	N_{corres}(kN)	101.18	12.433	G+Q+EdY	52.77	1.54	2	56.98
		M_{max}(kN.m)	53.39						
	4360	N_{min}(kN)	263.81	12.433	0.8G+EdY	6.16	2.21	2	27.36
		M_{corres}(kN.m)	16.26						
50*50 intermediaries	4797	Nmax (kN)	1398.73	18.373	1.35G+1.5Q	3.09	0.97	2	84.77
		Mcorres (kN.m)	43.21						
	4786	Ncorres (kN)	823.42	11.529	G+Q+EdY	11.21	0.77	2	115.07
		Mmax (kN.m)	92.29						
	4775	Nmin (kN)	14.75	13.257	0.8G+EdY	436.27	0.82	2	64.77
		Mcorres (kN.m)	64.35						
50*50 RIVE	4556	N_{max} (kN)	1053.65	5.4675	1.35G+1.5Q	0.74	2.37	2	53.82
		M_{corres}(kN.m)	7.75						
	4720	N_{corres}(kN)	445.26	20.668	G+Q+Edx	11.4	1.96	2	68.37
		M_{max}(kN.m)	50.75						
	4709	N_{min}(kN)	208.67	12.069	0.8G+EdY	11.35	2.1	2	32.24
		M_{corres}(kN.m)	23.68						
45*45	4764	Nmax (kN)	822.6	16.632	1.35G+1.5Q	5.55	1.05	2	70.7
		Mcorres (kN.m)	45.64						
	4753	Ncorres (kN)	559.28	5.481	G+Q+EdY	13.56	0.82	2	91.64

		Mmax (kN.m)	75.86						
	4742	Nmin (kN)	76.17	16.632	0.8G+EdY	78.77	0.98	2	62.27
		Mcorres (kN.m)	60						
45*45 RIVE	4556	N_{max} (kN)	681.4	5.724	1.35G+1.5Q	1.12	2.74	2	39.92
		M_{corres}(kN.m)	7.6						
	4720	N_{corres}(kN)	325.28	22.194	G+Q+Edx	16.6	2.21	2	67.69
		M_{max}(kN.m)	54.002						
	4709	N_{min}(kN)	113.99	12.19	0.8G+EdY	24.28	2.25	2	32.53
		M_{corres}(kN.m)	27.68						
40*40 intermediaries	4731	Nmax (kN)	408.29	6.52	1.35G+1.5Q	1.93	1.6	2	22.57
		Mcorres (kN.m)	7.86						
	4720	Ncorres (kN)	68.61	9.828	G+Q+EdY	83.84	1.03	2	59.6
		Mmax (kN.m)	57.52						
	4709	Nmin (kN)	32.42	4.806	0.8G+EdY	72.09	1.06	2	24.36
		Mcor (kN.m)	23.37						
40*40 RIVE	4556	N_{max} (kN)	321.76	4.901	1.35G+1.5Q	2.17	3.04	2	23.21
		M_{corres}(kN.m)	6.98						
	4720	N_{corres}(kN)	50.56	42.26	G+Q+Edx	98.81	3.3	2	52.64
		M_{max}(kN.m)	49.96						
	4709	N_{min}(kN)	44.33	5.359	0.8G+EdY	50.28	2.22	2	24.16
		M_{corres}(kN.m)	22.29						

V.3.1.d. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

- Situation durable :
  - Béton :γ_b = 1.5 ; f_{c28}=25MPa ; σ_{bc} = 14.2 MPa.
  - Acier :γ_s = 1.15 ; FeE 400 ; σ_s = 348 MPa.
- Situation accidentelle :
  - Béton :γ_b = 1.15 ; f_{c28}=25MPa ; σ_{bc} = 18.5 MPa.
  - Acier :γ_s = 1 ; FeE 400 ; σ_s = 400 MPa.

Avec : $d \cong 0.9.h$ et $c = c' = h - d$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

Tableau V-16 : Calcule le ferraillage des poteaux à l'ELU

	élément	Mu kN.m	N kN	Combinaison	Section	M_1 kN.m	Ax cm²	Ax choisie
50*50INTER	4549	87.57	1658.85	G+Q+EdY	SPC	460.81	0	3HA12= 3.39
	4605	128.10	1393.98	G+Q+EdY	SPC	441.74	0	
	4360	16.73	50.3	0.8G+EdY	SPC	28.05	0.23	
50*50 RIVE	4830	66.94	1246.95	1.35G+1.5Q	SPC	347.51	0	3HA12= 3.39
	4819	56.98	101.18	G+Q+Edx	SPC	79.74	1.75	
	4808	27.36	263.81	0.8G+EdY	SPC	86.72	0	
45*45 INTER	4797	53.82	1053.65	1.35G+1.5Q	SPC	264.55	0	3HA12= 3.39
	4786	68.37	445.26	G+Q+Edx	SPC	157.42	0	
	4775	32.24	208.67	0.8G+EdY	SPC	73.97	0	
45*45 RIVE	4556	70.70	822.6	1.35G+1.5Q	SPC	214.65	0	3HA12= 3.39
	4720	91.64	559.28	G+Q+EdY	SPC	189.52	0	
	4709	62.27	76.17	0.8G+EdY	SPC	75.60	3.34	
40*40 INTER	4764	39.92	681.4	1.35G+1.5Q	SPC	159.17	0	3HA12= 3.39
	4753	67.69	325.28	G+Q+Edx	SPC	124.61	0.76	
	4742	32.53	113.99	0.8G+EdY	SPC	52.48	0.74	
40*40 RIVE	4556	22.57	408.29	G+Q+EdY	SPC	83.82	0	3HA14= 4.62
	4720	59.60	68.61	G+Q+EdY	SPC	69.89	3.98	
	4709	24.36	32.42	0.8G+EdY	SPC	29.22	1.49	
	4731	23.21	321.76	1.35G+1.5Q	SPC	71.47	0	

35*35	4720	52.64	50.56	G+Q+Edx	SPC	60.22	3.6	3HA14= 4.62
	4709	24.16	44.33	0.8G+EdY	SPC	30.81	1.32	

Tableau V-17 : ferraillages longitudinaux des poteaux.

Section	A_x	$A_{x,y}$	A_{min}RPA (cm²)	$A_{x,y}$Finale (cm²)
50x50 Inte	3HA12=3.39	8HA12=9.04	22.5	12HA16=24.13
50x50 Rive	3HA12=3.39	8HA12=9.04	22.5	12HA16=24.13
45x45 Inte	3HA12=3.39	8HA12=9.04	18.22	12HA14=18.47
45x40 Rive	3HA12=3.39	8HA12=9.04	18.22	12HA14=18.47
40x40 Inte	3HA12=3.39	8HA12=9.04	14.4	8HA12+4HA14=15.21
40x40 Rive	3HA12=3.39	8HA12=9.04	14.4	8HA12+4HA14=15.21
35x35 Inte	3HA14=4.62	8HA14=14.4	11.02	8HA14=14.4
35x35 Rive	3HA14=4.62	8HA14=14.4	11.02	8HA14=14.4

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T : section entièrement tendue.

V.3.1.e. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . \nu_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.(\nu_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

  σ_b= k.y_1

  σ_s=15 k.$(d - y_1)$

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : σb≤ [σ_b]=0.6.f_{c28}=15MPa
- Pour la fissuration préjudiciable :σ_b≤ [σ_b]=0.6.f_{c28}=15MPa

et σs≤[σ_s]=202MPa

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V-18 : vérification des armatures à ELS des poteaux.

Section	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	A (cm²)	Fissur-ation	σb (MPa)	Σb1 (MPa)	σs (MPa)	Σs1 (MPa)	σs≤ [σs] σb≤ [σb]
50X50 INTE	21.144	818.165	8.04	peu	3.8	2.2	55.9	33.7	C.V
50X50 RIVE	10.293	416.744	8.04	préj	1.9	1.1	28.2	17.4	C.V
45X45 INTE	16.873	751.713	6.16	peu	4.3	2.5	63.2	38.8	C.V
45X45 RIVE	17.369	517.614	6.16	préj	3.3	1.4	47.7	22.6	C.V
40X40 INTE	15.232	482.42	5.34	peu	3.9	1.6	56.3	25.9	C.V
40X40 RIVE	5.98	498.64	5.34	préj	3.3	2.4	48.5	36.5	C.V
35X35 INTE	8.17	103.328	4.62	peu	1.7	0.0	23.3	-0.8	C.V
35X35 RIVE	36.045	235.58	4.62	préj	6.7	0.0	87,9	-69,4	C.V

Préj : préjudiciable

Peu : peu nuisible

V.3.2. Détermination des armatures transversales :

V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

V.3.2.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

❖ **Selon le CBA93** :

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,\text{MPa}\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation accidentale}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,\text{MPa}\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation accidentale}\end{cases}$$

❖ **Selon le RPA.99 version 2003** : [2 : 7.4.3.2]

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{aligned}\lambda &= \frac{\ell_f}{i}\\ i &= \sqrt{\frac{I}{B}}\end{aligned}\right\}$$ Pour une section carrée de côté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

V.3.2.c. Vérifications des contraintes tangentielles :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible :

Tableau V-19 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Section	élément	Combinaison	(kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]_{RPA}$ (MPa)	$[\tau_u]_{CBA}$ (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
35x35	4698	G+Q+EdY	69.98	0.615	22.37	0.075	1.875	4.35	C.V
40x40	4715	G+Q+EdY	107.8	0.719	19.58	0.075	1.875	4.35	C.V
45x45	4713	G+Q+EdY	126.4	0.661	17.4	0.075	1.875	4.35	C.V
50x50	4709	G+Q+EdY	109.6	0.461	66	0.075	1.875	4.35	C.V

V.3.2.d. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

❖ **Selon le CBA93 :**

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Øt est donnée par la relation :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$$

- $\Phi\ell$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.
  - $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
  - Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

  - Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

  - $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
  - Et :

$$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 :**

- D'après l'article 7.4.2.2, On a :

$$St = \frac{h\,.fe\,.\,At}{\rho.Vu}$$

Avec :

- $A_t = n_t.a_t$
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau.

$\lambda_g = \ell_f/a$: { ρ =2.5 si $\lambda g \geq 5$. ; ρ=3.75 dans les cas contraires.

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

- Dans la zone nodale : St ≤ 10cm….. en zone III.
- Dans la zone courante : St ≤ Min (b/2, h/2, 10ϕ_l)…… en zone III.

- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (S_t*b) en % est donnée comme suit :

{ 0.3% si $\lambda_g \geq 5$. ; 0.8% si $\lambda_g \leq 3$.

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ_t minimum.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$>12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

❖ **application des recommandations.**

Les résultats en respectant ce qu'on a vu sont : fe =400MPa

Tableau V-20 : les armatures transversales et leurs espacements

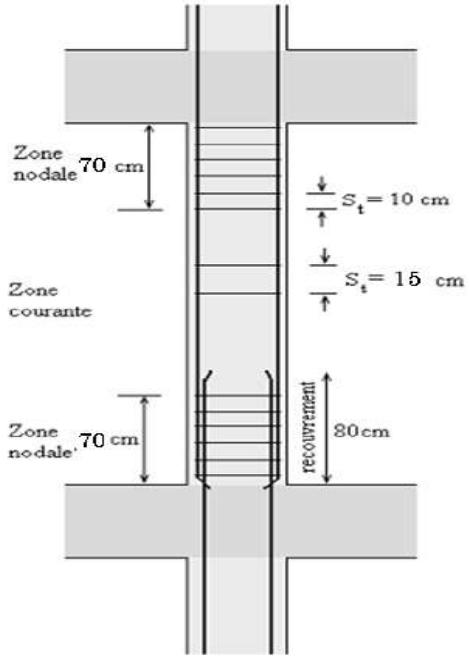
Section	V_u (kN)	A_t (mm^2)	λ_g	ρ	St cal (cm)	Zone	St finale	Choix
35x35	69.98	200.96	6.460	2.5	16.08	courante	15cm	4Ø8
						nodale	10 cm	4 Ø 8
40x40	107.8	200.96	5.653	2.5	11.93	courante	15cm	4 Ø 8
						nodale	10 cm	4 Ø 8
45x45	126.4	314	5.024	2.5	17.89	courante	15cm	4 Ø 8
						nodale	10 cm	4 Ø 8
50x50	109.6	314	4.522	3.75	15.28	courante	15cm	4 Ø 10
						nodale	10 cm	4Ø 10

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b) :**

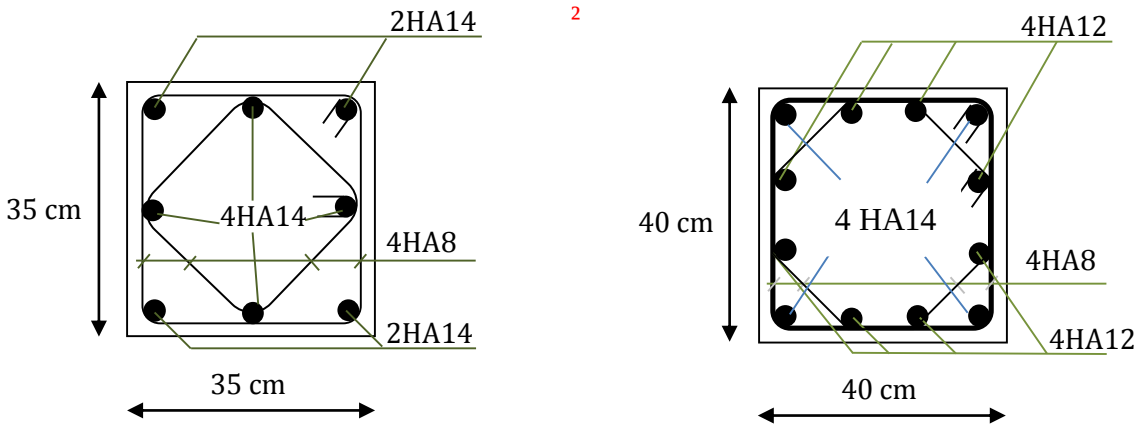
Tableau V-21 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}$ (%)	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$	0.8%≥0At/(St*b)%≥0.3%
	courante	0.382	CV	-

35x35	nodale	0.574	CV	-
40x40	courante	0.334	CV	-
	nodale	0.502	CV	-
45x45	courante	0.465	CV	-
	nodale	O.697	CV	-
50x50	courante	0.418	-	CV
	nodale	0.628	-	CV



FigureV-11 : Disposition des armatures pour les poteaux.



FigureV-12 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 3, 4, 5,6

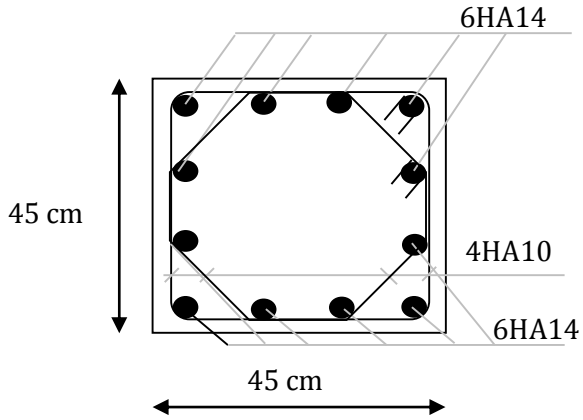


Figure V-13 : Ferraillage des poteaux de rive des étages1,2

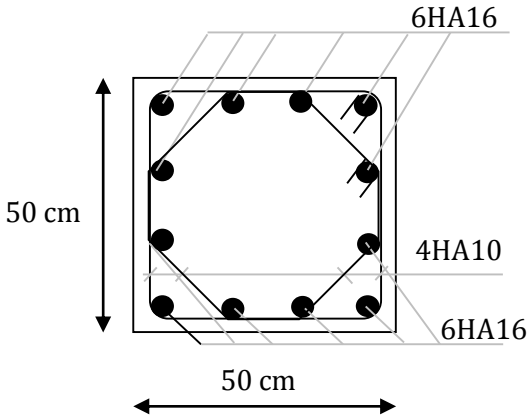


Figure V-14 : Ferraillage des poteaux intermédiaire des étages RDC

V.4. Ferraillage des voiles :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99v2003 sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferraillage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporter trois sortes d'armatures :

- des armatures verticales.
- des armatures horizontales.
- des armatures transversales.

V.4.1. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

- $0{,}1\% \le \frac{2.A_v}{a.b} \le 0{,}5\%$

  Avec :
  - a = l'épaisseur du voile
  - b = la largeur de la zone tendue
- Condition de non fragilité

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 :** [RPA : 7.7.4]

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%** de la section horizontale du béton tendu.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm.**
- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile **0,15 %**

- En zone courante **0,10 %**

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

  S≤1.5 a ou **S≤30cm**.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins **4 épingles** au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - 40∅ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
  - 20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

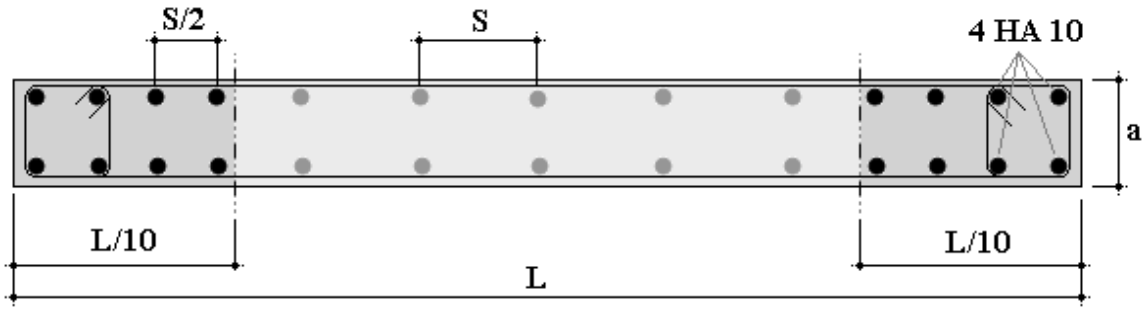


Figure V-15 : disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.2. Armatures verticales :

V.4.2.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

❖ Situation durable :

- Béton :γ_b = 1.5 ; f_{c28}=25MPa ; σ_{bc} = 14.2 MPa.
- Acier :γ_s = 1.15 ; FeE 400 ; σ_s = 348 MPa.

❖ Situation accidentelle :

- Béton :γ_b = 1.15 ; f_{c28}=25MPa ; σ_{bc} = 18.5 MPa.
- Acier :γ_s = 1 ; FeE 400 ; σ_s = 400 MPa.

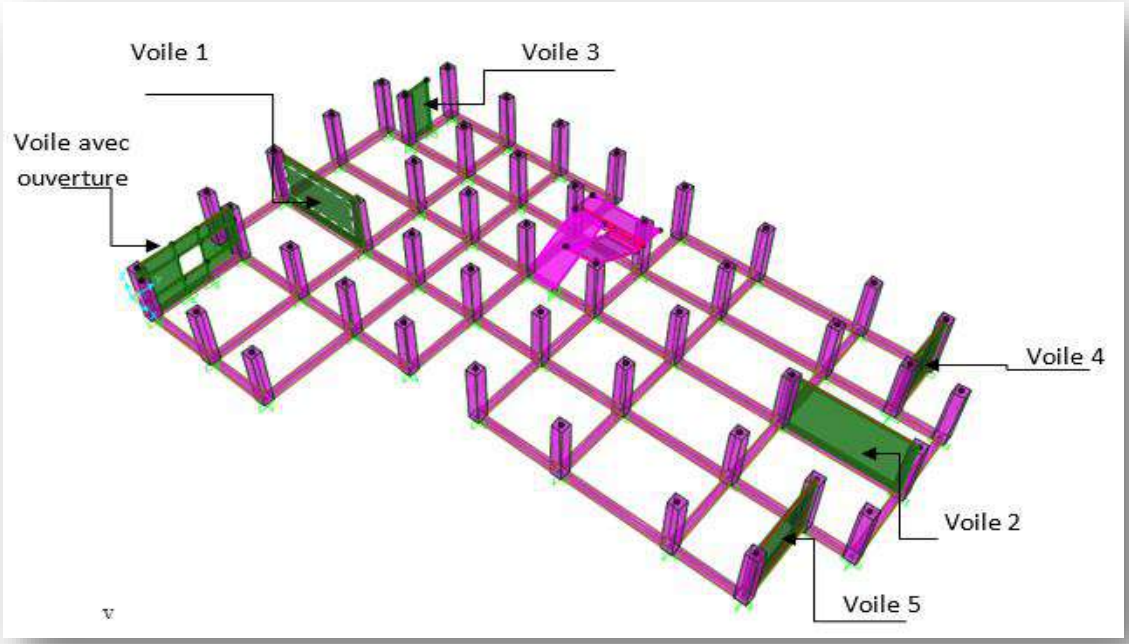


Figure .V-16 : Numérotation des voiles

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

✓ Sens longitudinale X :

Tableau V-22 : Ferraillages verticales des voiles sens X

Niveau	voile	S (cm2)		N (KN)	M (KN.m)	situation	$A_{calculée}$ (cm2)	At min RPA99	St (cm)	$A_{choisie}$ (cm)		Atot cm²
6ème ETAG	V1	15	520	1736.89	6488.26	ACC	14.31	15.6	15	35HA12	39.58	79.16
	V2	15	520	1561.93	5959.7	ACC	13.07	15.6	15	35HA12	39.58	79.16
5ème ETAG	V1	15	520	1619.58	5592.47	ACC	10.39	15.6	15	35HA12	39.58	79.16
	V2	15	520	1449.21	4978.42	ACC	8.75	15.6	15	35HA12	39.58	79.16
4ème ETAG	V1	15	520	1356.83	3936.54	ACC	4.04	15.6	15	35HA12	39.58	79.16
	V2	15	520	1209.45	3386.59	ACC	2.73	15.6	15	35HA12	39.58	79.16
3ème ETAG	V1	15	520	1165.65	3010.85	ACC	1.23	15.6	15	35HA12	39.58	79.16
	V2	15	520	1039.5	2521.04	ACC	0.1	15.6	15	35HA12	39.58	79.16
2ème ETAG	V1	15	520	870.05	1780.82	ACC	0	15.6	15	35HA12	39.58	79.16
	V2	15	520	776.54	1386.78	ACC	0	15.6	15	35HA12	39.58	79.16

1ereETAGE	V1	15	520	611.79	1185.32	ACC	0	15.6	15	35HA12	39.58	79.16
	V2	15	520	548.84	870.61	ACC	0	15.6	15	35HA12	39.58	79.16
RDC	V1	15	520	295.38	548.47	ACC	0	15.6	15	35HA12	39.58	79.16
	V2	15	520	267.21	324.84	ACC	0	15.6	15	35HA12	39.58	79.16

✓ Sens longitudinale Y :

Tableau V-23 : Ferraillage verticale de voile sens Y

Niveau	voile	S (cm2)		N (KN)	M (KN.m)	situation	$A_{calculée}$ (cm2)	At min RPA99	St (cm)	$A_{choisie}$ (cm)		Atot cm²
6ème ETAGE	V3	15	145	691.9	520.34	ACC	2.34	4.35	15	10HA12	11.31	22.62
	V4	15	290	859.03	1846.6	ACC	7.37	8.7	15	20HA12	22.62	45.24
	V5	15	370	1128.39	3197.26	ACC	10.59	11.1	15	25HA12	28.27	56.54
5ème ETAGE	V3	15	145	443.34	216.84	ACC	0	4.35	15	10HA12	11.31	22.62
	V4	15	290	825.73	1568.35	ACC	4.91	8.7	15	20HA12	22.62	45.24
	V5	15	370	1073.2	2829.71	ACC	8.22	11.1	15	25HA12	28.27	56.54
4ème ETAGE	V3	15	145	376.27	200.37	ACC	0	4.35	15	10HA12	11.31	22.62
	V4	15	290	688.78	1102.12	ACC	1.84	8.7	15	20HA12	22.62	45.24
	V5	15	370	896.53	2021.59	ACC	3.86	11.1	15	25HA12	28.27	56.54
3ème ETAGE	V3	15	145	353.26	196.37	ACC	0	4.35	15	10HA12	11.31	22.62
	V4	15	290	604.89	879.24	ACC	0.66	8.7	15	20HA12	22.62	45.24
	V5	15	370	777.71	1558	ACC	1.72	11.1	15	25HA12	28.27	56.54
2ème ETAGE	V3	15	145	289.89	119.87	ACC	0	4.35	15	10HA12	11.31	22.62
	V4	15	290	444.77	517.9	ACC	0	8.7	15	20HA12	22.62	45.24
	V5	15	370	572.33	893.63	ACC	0	11.1	15	25HA12	28.27	56.54
1ereETAGE	V3	15	145	217.02	124.94	ACC	0	4.35	15	10HA12	11.31	22.62
	V4	15	290	314.48	345.84	ACC	0	8.7	15	20HA12	22.62	45.24
	V5	15	370	399.35	525.76	ACC	0	11.1	15	25HA12	28.27	56.54
RDC	V3	15	145	117.69	69.45	ACC	0	4.35	15	10HA12	11.31	22.62
	V4	15	290	141.68	160.61	ACC	0	8.7	15	20HA12	22.62	45.24
	V5	15	370	180.17	163.43	ACC	0	11.1	15	25HA12	28.27	56.54

Donc le ferraillage sera avec le minimum du CBA et RPA. Et tous les étage aura le même ferraillage.

Tableau V-24 : Ferraillage verticale finale des voiles

sens	L(m)	a (cm)	Amin CBA (cm^2)	Amin RPA (cm^2)	A calculé (cm^2)	A finale (cm^2)
X	5.2	15	7.8	15.6	14.31	2(35HA12=36.19)
	5.2	15	7.8	15.6	13.07	2(35HA12=36.19)
Y	1.45	15	2.175	2.34	5.53	2(10HA12=11.31)
	2.9	15	4.35	7.37	12.11	2(20HA12=22.62)
	3.7	15	5.55	10.59	11.1	2(25HA12=28.27)

V.4.2.b. L'espacement :

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

$$S_v = \text{Min}\begin{cases} 1{,}5a \\ 30\text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 22.5\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

Donc suivant le nombre des barres choisies, ont adopté les espacements suivants :

Sv = 15 cm En zone courante

Sv/2 = 7.5 cm Dans la zone d'extrémité du voile (l = L/10)

Avec :

- L : la largeur du voile
- a : l'épaisseur du voile

V.4.2.c Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations (Mser, Nser) selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

$$\sigma b = \frac{Nser}{Bo} + \frac{MG'.v1}{IG'} \quad ; \quad \sigma s = 15.[\frac{Nser}{Bo} + \frac{MG'.(v1 - c')}{IG'}]$$

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$ et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$.

Les résultats de vérification seront représentés dans ce tableau :

Tableau V-25 : vérifications des ferraillages des voiles à l'ELS

Sens	L (m)	M_{ser} (kN.m	N_{ser} (kN)	Fissuration	A (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma \leq [\sigma]$
X	5.2	8.82	1538.59	préjudiciable	36.19	1.741	26.101	CV
	5.2	27.97	1475.55	préjudiciable	36.19	1.69	25.345	CV
Y	1.45	1.06	404.66	peu nuisible	11.31	1.623	24.345	CV
	2.9	16.55	640.26	peu nuisible	22.62	1.927	19.898	CV
	3.7	23.6	834.51	peu nuisible	28.27	1.352	20.270	CV

V.4.3. Les armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10∅. 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.

❖ **Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :**

En addition aux spécifications du paragraphe 7.3 (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2\, f_{c28} = 5MPa$$

Où : $\tau_b = \dfrac{\bar{V}}{b_0\, d}$ avec : $\bar{V} = 1.4 \times V_u$

- b_o : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile =0,9h.
- h : hauteur totale de la section brute.

Le calcul des armatures horizontales est fait comme le calcul des armatures transversales des poteaux avec : At=2. at

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : [CBA : A.5.1.2.3]

$$St \leq \frac{0.9.\,At.\frac{fet}{\gamma s}}{bo(\tau u - 0.3.\,ft28.\,K)}$$

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau V-26 : calcul les armatures horizontales et leurs espacements

Sens	h (m)	Vu (kN)	Combinaison	τ_b(MPa)	vérification	A_h (cm²)	S_t (cm)
X	2.88	1266.83	G+Q+EdY	3.316	C.V	19HA10 =14.92	15
X	2.88	1170.94	G+Q+EdY	3.065	C.V	19HA10 =14.92	15
Y	2.88	215.96	G+Q+EdY	0.565	C.V	19HA10 =14.92	15
	2.88	480.19	G+Q+EdY	1.257	C.V	19HA10 =14.92	15
	2.88	688.45	G+Q+EdY	1.802	C.V	19HA10 =14.92	15

V.4.5.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φ_t est tel que $\Phi_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

Tableau V.27 : Diamètre des armatures transversaux

Armatures longitudinales $\emptyset_v$	Epingles Φ t
HA 8 a HA 16	Φ 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m2 au moins.

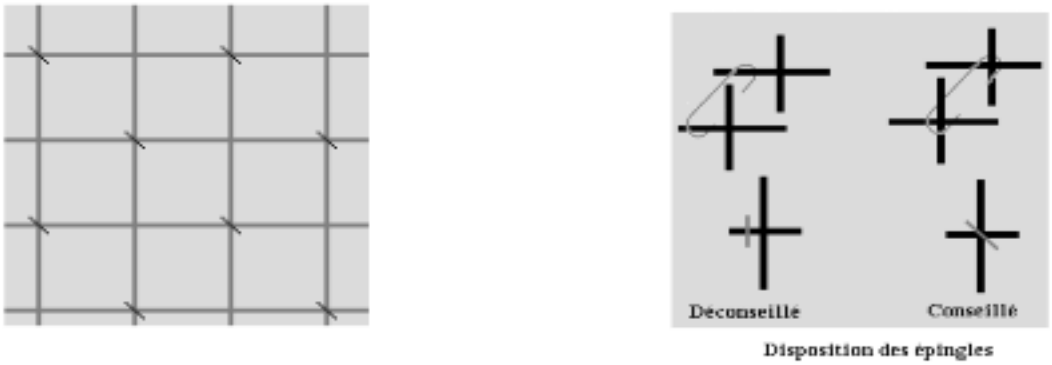


Fig.V.17 : Les armatures transversales et les épingles des voiles

Toutes les longueurs de recouvrement sont : $L_r=40\phi=48$ cm ~ 50 cm.

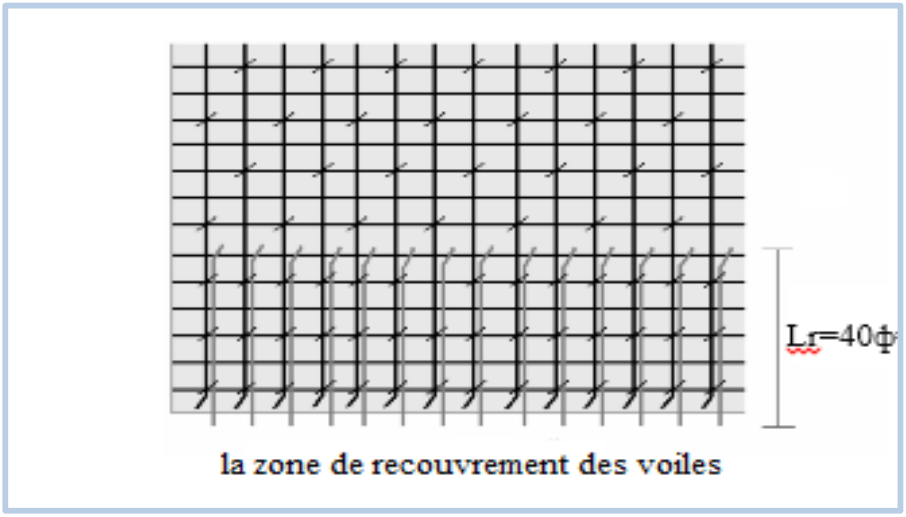


Fig.V.18 : La zone de recouvrement des voiles

V.4.6.Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.4.6.1.les trumeaux :

Les armateurs verticaux :

A.1. Détermination des armatures a l'ELU :

Tableau V.28 : Calcul des armateurs verticaux des trumeaux

Niveau	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	situation	$A_{calculée}$ (cm^2)	S_t (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	15×1.725	1805.35	829.05	ACC	0	15	2× (12HA12 =13.57)
1ère étage	15×1.725	1575.18	825.72	ACC	0	15	2× (12HA12 =13.57)
2ème étage	15×1.725	1168.53	611.37	ACC	0	15	2× (12HA12 =13.57)
3ème étage	15×1.725	884.21	507.21	ACC	0	15	2× (12HA12 =13.57)
4ème étage	15×1.725	568.96	323.76	ACC	0	15	2× (12HA12 =13.57)
5ème étage	15×1.725	344.49	233.2	ACC	0	15	2× (12HA12 =13.57)
6ème étage	15×1.725	119.46	117.41	ACC	0.26	15	2× (12HA12 =13.57)

A.2.Vérification des armatures à l'ELS :

Tableau V.29 : Vérification des armatures à l'ELS des trumeaux

Niveau	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	15*172.5	499.54	40.39	13.57	2.044	15	30.456	202	C.V
1ère étage	15*172.5	459.28	1.38	13.57	1.513	15	22.691	202	C.V
2ème étage	15*172.5	391.3	24.69	13.57	1.536	15	22.942	202	C.V
3ème étage	15*172.5	331.57	16.49	13.57	1.261	15	18.842	202	C.V
4ème étage	15*172.5	249.45	12.91	13.57	0.953	15	14.244	202	C.V
5ème étage	15*172.5	67.81	4.19	13.57	0.265	15	3.964	202	C.V
6ème étage	15*172.5	170.01	2.94	13.57	0.595	15	8.914	202	C.V

B. Las armateurs horizontaux :

Tableau V.30 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

Niveau	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification	$S_{tadoptée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	15	283	289.41	1.15	5	C.V	15	2× (19HA10 =14.92)
1ère étage	15	283	266.57	1.06	5	C.V	15	2× (19HA10 =14.92)
2ème étage	15	283	203.24	0.81	5	C.V	15	2× (19HA10 =14.92)
3ème étage	15	283	142.30	0.56	5	C.V	15	2× (19HA10 =14.92)
4ème étage	15	283	77.65	0.31	5	C.V	15	2× (19HA10 =14.92)
5ème étage	15	283	30.72	0.12	5	C.V	15	2× (19HA10 =14.92)

V.4.6.2. Les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

- **Recommandations réglementaires :**

✓ **Selon le CBA 93 :**

Même conditions que pour les poutres.

- Selon le RPA 99 Version2003 ► [Art 7.7.2] ◄ :

La contrainte limites de cisaillement :$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où :

$\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V=1.4V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

b0 : épaisseur du linteau.

d : hauteur utile.

V_u : effort tranchant ultime.

-Ferraillage : on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion : A_l
- Des aciers transversaux : A_t
- Des aciers en partie courante : A_c

1. Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$) : selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.1] ◄ :

- Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$A_l \geq \frac{M}{f_e Z}$ avec : Z=h-2d'

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

- Aciers transversaux :

On distingue deux cas :

$$\begin{cases} \lambda > 1 \quad \text{(linteau longe)} \\ \lambda = 1/h \\ \lambda < 1 \text{ (linteau court)} \end{cases}$$

a- linteau long λ>1 :

On a : $S_t \leq A_t f_e \frac{Z}{T}$

S_t : espacement entre les armatures transversales.

A_t : section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

Z = h – 2 d'

b- linteau court λ< 1 :

On doit avoir : $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$

$T = \min(V_1 ; V_2)$ avec : $V_1 = \frac{M_{ci}+M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2V_u$

M_{ci}, M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij}", On les calculs comme suit :

$M_c = A_l \cdot f_e \cdot Z$ avec : $Z = h - 2\,d'$

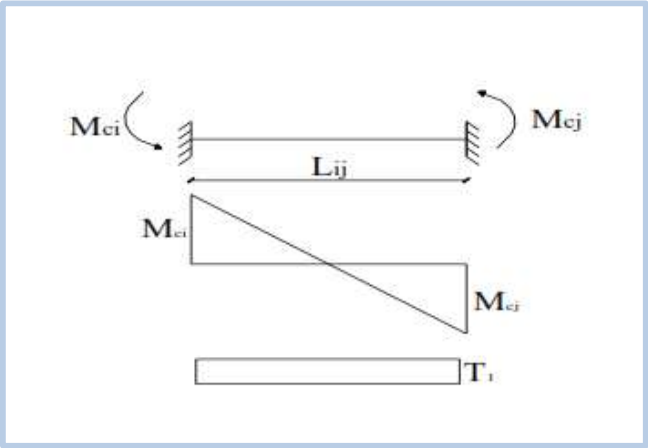


Fig.V.19 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux

2. Deuxième cas ($\tau b > 0.06 f_{c28}$) : selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.2] ◄ :

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$A_D = \frac{V}{2\sin\alpha . f_e}$ avec: $tg\alpha = \frac{h-2d}{L}$

V = Vu (sans majoration)

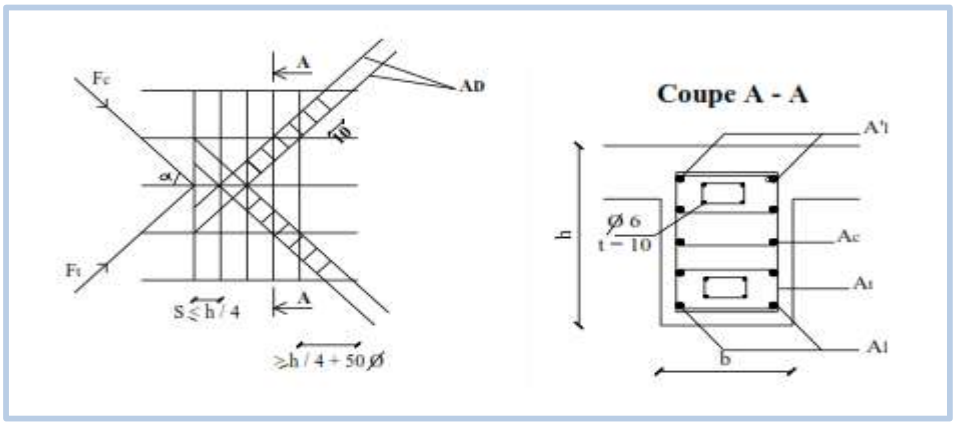


Fig.V.20 : Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferraillage minimal : selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.3] ◄ :**

On a :

- $A_l \geq 0.15\%b.h$
- $A_c \geq 0.20\%\ b.h$

- $A_D = 0$ si $\tau_b \leq \mathbf{0.06}f_{c28}$
- $A_D = 0.15\%b.h$ si $\tau_b > \mathbf{0.06}f_{c28}$

$A_t \geq 0.15\%b.s$ si $\tau_b \leq \mathbf{0.06}f_{c28}$

$A_t \geq 0.25\%b.s$ si $\tau_b > \mathbf{0.06}f_{c28}$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau V.31 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

Niveau	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (MPa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06f_{c28}$
RDC	15	1.83	1.20	809.79	4.59	423.73	Traction/compression
1ère étage	15	1.83	1.20	792.66	4.49	479.78	Traction/compression
2ème étage	15	1.83	1.20	642.33	3.64	382.21	Traction/compression
3ème étage	15	1.83	1.20	513.14	2.91	311.84	Traction/compression
4ème étage	15	1.83	1.20	357.61	2.03	213.88	Traction/compression
5ème étage	15	1.83	1.20	226.47	1.28	135.12	Flexion Simple
6ème étage	15	0.83	1.20	85.39	1.07	51.22	Flexion Simple

Tableau V.32 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

Niveau	A calculé (cm²)				S_t (cm²)	A choisie (cm²)			
	A_d	A_l	A_t	A_P		A_d	A_l	A_t	A_P
RDC -1ère	12.1	4.12	0.56	5.49	15	2× (6HA12) =13.75	2× (2HA12) =4.52	2× (7HA10) =11.00	2× (8HA12) =18.10
1ère - 2ème	11.85	4.12	0.56	5.49	15	2× (6HA12) =13.75	2× (2HA12) =4.52	2× (7HA10) =11.00	2× (8HA12) =18.10
2ème - 3ème	9.60	4.12	0.56	5.49	15	2× (6HA12) =13.75	2× (2HA12) =4.52	2× (7HA10) =11.00	2× (8HA12) =18.10
3ème - 4ème	7.67	4.12	0.56	5.49	15	2× (6HA12) =13.75	2× (2HA12) =4.52	2× (7HA10) =11.00	2× (8HA12) =18.10
4ème - 5ème	5.35	4.12	0.56	5.49	15	2× (6HA12) =13.75	2× (2HA12) =4.52	2× (7HA10) =11.00	2× (8HA12) =18.10
5ème- 6ème	-	2.66	1.58	-	15	-	2× (2HA10) =3.14	2× (7HA10) =11.00	-
6ème	-	2.3	1.58	-	15	-	2× (2HA10) =3.14	2× (7HA10) =11.00	-

CHAPITRE VI :

Etude de l'infrastructure

VI.1. INTRODUCTION GENERALE :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de base en contact direct avec le sol d'assise, auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

b. Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

Le choix du type de fondation dépend de **:**

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- Les charges amenées par la construction.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.
- Rapport de sol.

VI.2. Introduction :

Le sol constitue un support indispensable à l'implantation d'un ouvrage.il est nécessaire pour l'ingénieur ou le constructeur d'accorder une importance primordiale a du sol pour connaitre l'état des lieux aux voisinages de la construction et les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le sol de fondation.

Le schéma suivant présenté les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS :



Fig.VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

VI.3. Calcul des semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b}=\frac{A}{B}$

Pour notre structure, nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où : $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$, Avec : $A = \sqrt{S}$

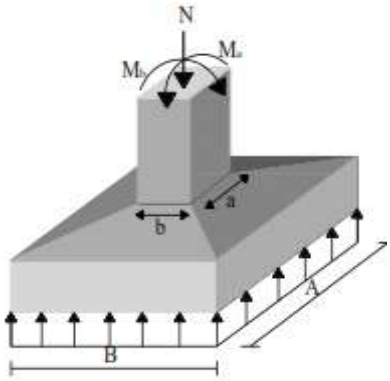


Fig. VI.2 : Semelle isolée sous poteau.

a) Si M = 0 :

$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_s}}$

$d_a \geq \frac{A-a}{4} \longrightarrow h \geq d+e+\frac{\emptyset}{2} \longrightarrow \begin{cases} d_{a\ adpt} = h- e- \frac{\emptyset}{2} \\ d_b = d_{a\ adpt} = \frac{\emptyset_a+\emptyset_b}{2} \end{cases}$

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$\begin{cases} A_a = N\ (\frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s}) \\ A_b = N\ (\frac{Bba}{8.d_b.\sigma_s}) \end{cases}$

b) Si M ≠ 0 :

On procède comme suit :

Tableau.VI.1 : Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées.

<table>
<tr><th colspan="2">Répartition trapézoïdale</th><th colspan="2">Répartition triangulaire</th></tr>
<tr><td colspan="4">Dimensionnement des semelles carré</td></tr>
<tr><td colspan="2">$e_{0b}=\frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$</td><td colspan="2">$e_{0b}=\frac{M_b}{N} \geq \frac{B}{6}$</td></tr>
<tr><td colspan="2">$\frac{a}{b}\sigma_s.B^3-N.B-3e_{0b}.N \geq 0$</td><td colspan="2">$\frac{1.995a}{b}\sigma_s.B^2-(3.99\frac{a}{b}.e_{0b}.\sigma_s)B-2.N \geq 0$</td></tr>
<tr><td>$M_a=0$</td><td>⟶ B ⟶ A</td><td colspan="2" rowspan="2">$A=\frac{a}{b}.B$</td></tr>
<tr><td>$M_a\neq0$</td><td>$\frac{a}{b}\sigma_s.A^3-N.A-3e_{0b}.N \geq 0$</td></tr>
<tr><td colspan="4">Ferraillage des semelles carré</td></tr>
<tr><td>$e_{0b}\leq \frac{B}{18}$</td><td>$A_b=N(1+(3\frac{e_{0b}}{B}))(\frac{B-b}{8.d_b.\sigma_s})$</td><td colspan="2">$M_{1b}=A(B/2-0.35b)^2.(\sigma_{3b}+2\sigma_{2b})/6)$
$A_b=M_{1b}/\beta.d_b.\sigma_s$</td></tr>
<tr><td>$M_a=0$</td><td>$A_a=N((1+(3\frac{e_{0b}}{B})(\frac{A-a}{8.d_b.\sigma_s}))$</td><td>$M_a=0$</td><td>$A_a=N((1+(3\frac{e_{0a}}{A})(\frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s}))$</td></tr>
<tr><td>$M_a\neq0$ et $e_{0a}\leq A/18$</td><td>$A_a=N((1+(3\frac{e_{0a}}{A})(\frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s}))$</td><td>$M_a\neq0$</td><td>$M_{1b}=B(A/2-0.35a)^2.(\sigma_{3b}+2\sigma_{2b})/6)$
$A_a=M_{1a}/\beta.d_a.\sigma_s$</td></tr>
</table>

L'espacement est le suivant : $S_a=\frac{B-2(e+\emptyset_b+\frac{\emptyset_a}{2}}{n_a-1}$; $S_b=\frac{A-2(e+\frac{\emptyset_b}{2}}{n_b-1}$

VI.3.1. Dimensionnement des semelles isolées :

Tableau.VI.2 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	N_{ser} (KN)	A(m)	B(m)	$A_{choisie}$(m)	$B_{choisie}$(m)	h(m)	e(m)
S_1	416.74	1.44	1.44	1.6	1.6	0.35	0.03
S_2	618.93	1.75	1.75	1.9	1.9	0.4	
S_3	591.56	1.71	1.71	1.85	1.85	0.4	
S_4	459.11	1.51	1.51	1.7	1.7	0.35	
S_5	513.14	1.6	1.6	1.75	1.75	35	
S_6	777.58	1.97	1.97	2.15	2.15	0.45	
S_7	677.15	1.84	1.84	2.00	2.00	0.45	
S_8	334.5	1.29	1.29	1.4	1.4	0.30	
S_9	752.94	1.94	1.94	2.1	2.1	45	
S_{10}	737.16	1.91	1.91	2.1	2.1	45	
S_{11}	817.16	2.02	2.02	2.2	2.2	50	
S_{12}	895.53	2.07	2.07	2.3	2.3	50	

S13	949.43	2.17	2.17	2.4	2.4	55	
S14	774.14	1.96	1.96	2.2	2.2	50	
S15	319.02	1.26	1.26	1.4	1.4	30	
S16	742.16	1.92	1.92	2.1	2.1	45	
S17	915.45	2.13	2.13	2.3	2.3	0.5	
S18	776.94	1.97	1.97	2.15	2.15	0.45	
S19	868.04	2.08	2.08	2.3	2.3	0.5	
S20	868.88	2.08	2.08	2.3	2.3	0.5	
S21	994.77	2.23	2.23	2.4	2.4	0.5	
S22	774.79	1.96	1.96	2.2	2.2	0.50	
S23	836.87	2.04	2.04	2.2	2.2	0.5	
S24	912.53	2.13	2.13	2.3	2.3	0.5	
S25	1068.04	2.31	2.31	2.5	2.5	0.55	
S26	880.97	2.09	2.09	2.3	2.3	0.5	
S27	327.45	1.27	1.27	1.4	1.4	0.3	
S28	320.2	1.26	1.26	1.4	1.4	0.3	
S29	925.54	2.15	2.15	2.35	2.35	0.5	
S30	881.11	2.09	2.09	2.3	2.3	0.5	
S31	513.96	1.6	1.6	1.75	1.75	0.35	
S32	558.38	1.67	1.67	1.8	1.8	0.4	
S33	868.29	2.08	2.08	2.25	2.25	0.5	
S34	750.94	1.93	1.93	2.1	2.1	0.45	
S35	759.98	1.94	1.94	2.1	2.1	0.45	
S36	560.25	1.67	1.67	1.8	1.8	0.4	

VI.3.2 Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\,poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$$

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes à l'ELS des semelles isolées

Semelle	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{Amorce\ poteau}$ (KN)	$P_{Remblai}$ (KN)	σ_{cal} (bar)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{Sol}$
S_1	416.74	22.4	5.31	37.3	0.188	CV
S_2	618.93	36.1	5	51.072	0.197	
S_3	591.56	34.225	5	48.222	0.198	
S_4	459.11	25.28	5.31	42.63	0.184	
S_5	513.14	26.79	5.31	45.42	0.193	
S_6	777.58	52.00	4.68	62.30	0.194	
S_7	677.15	45	4.68	53.43	0.195	
S_8	334.5	14.7	5.62	29.24	0.196	
S_9	752.44	49.61	4.68	59.28	0.196	
S_{10}	737.16	49.61	4.68	59.28	0.193	
S_{11}	817.16	60.5	4.375	61.04	0.195	
S_{12}	895.53	66.125	4.375	67.032	0.191	
S13	949.43	79.2	4.06	68.04	0.191	
S14	774.14	60.5	4.37	61.04	0.186	
S15	319.02	14.7	5.625	29.24	0.188	
S16	742.16	49.61	4.68	59.28	0.194	
S17	915.45	66.12	4.375	67.032	0.199	
S18	776.94	52.00	4.68	62.30	0.194	
S19	868.04	66.12	4.375	67.032	0.190	
S20	868.88	666.125	4.375	67.032	0.19	
S21	994.77	79.2	4.06	68.04	0.199	
S22	774.79	60.5	4.375	61.047	0.186	
S23	836.87	60.5	4.375	61.047	0.199	
S24	912.53	66.125	4.375	67.032	0.0198	
S25	1068.04	85.93	4.06	74.1	0.197	
S26	880.97	66.125	4.375	67.032	0.193	
S27	327.45	14.7	5.62	29.24	0.192	
S28	320.2	14.7	5.62	29.24	0.189	
S29	925.54	69.03	4.37	70.12	0.194	
S30	881.11	66.125	4.375	76.032	0.193	
S31	513.96	26.79	5.31	45.42	0.193	
S32	558.38	32.4	5	45.448	0.198	
S33	868.29	63.28	4.375	64	0.198	
S34	750.94	49.61	4.68	59.28	0.196	

S35	759.98	49.01	4.68	59.28	0.198	
S36	560.25	32.4	5	45.448	0.198	

VI .3.3.Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulles de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulles de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulle beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre

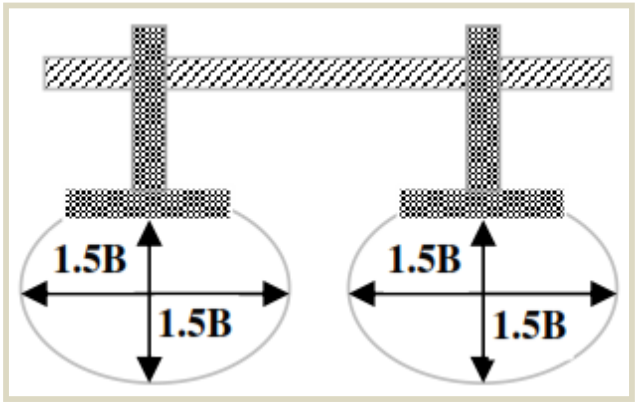


Figure.VI.3 : Les bulles de pression.

Suivant X :

Tableau.VI.4 : Vérification de chevauchement suivant X

semelle	A	A'	1.5x (A+A')/2	L	L≥1.5x (A+A')/2
S_1-S_2	1.6	1.9	2.625	3.7	Pas
S_2-S_3	1.9	1.85	2.812	3.2	Pas
S_3-S_4	1.85	1.7	2.66	3.2	Pas
S_4-S_5	1.7	1.75	2.587	3.6	Pas

S_5-S_6	1.75	2.15	2.925	4	Pas
S_6-S_7	2.15	2.00	3.11	4.9	Pas
S_9-S_{10}	2.1	2.2	3.125	3.2	Pas
S_{10}-S_{11}	2.1	2.2	3.225	3.2	chevauchement
S_{11}-S_{12}	2.2	2.3	3.375	3.6	Pas
S_{12}-S_{13}	2.3	2.4	3.525	4	Pas
S_{13}-S_{14}	2.4	2.2	3.45	4.9	Pas
S_{16}-S_{17}	2.1	2.3	3.3	5.2	Pas
S_{17}-S_{18}	2.3	2.15	3.337	3.2	chevauchement
S_{18}-S_{19}	2.15	2.3	3.337	3.2	chevauchement
S_{19}-S_{20}	2.3	2.3	3.45	3.6	Pas
S_{20}-S_{21}	2.3	2.4	3.525	4	Pas
S_{22}-S_{23}	2.2	2.2	3.3	3.2	chevauchement
S_{23}-S_{24}	2.2	2.30	3.375	3.6	Pas
S_{24}-S_{25}	2.3	2.5	3.6	4	Pas
S_{25}-S_{26}	2.50	2.3	3.6	4.9	Pas
S_{29}-S_{30}	2.35	2.3	3.487	3.2	chevauchement
S_{30}-S_{31}	2.3	1.75	3.03	3.2	Pas
S_{31}-S_{32}	1.75	1.8	2.66	3.6	Pas
S_{32}-S_{33}	1.80	2.25	3.037	4	Pas
S_{33}-S_{34}	2.25	2.1	3.262	4.9	Pas
S_{35}-S_{36}	2.1	1.8	2.925	3.2	Pas

Suivant Y :

Tableau.VI.5 : Vérification de chevauchement suivant Y

semelle	A	A'	1.5x (A+A')/2	L	L≥1.5x (A+A')/2
S_2-S_9	1.9	2.1	3	2.9	chevauchement
S_9-S_7	2.1	2.00	3.075	3.2	Pas
S_{29}-S_{35}	2.35	2.1	3.3375	4.65	Pas
S_8-S_{16}	1.4	2.1	2.625	3.2	Pas
S_3-S_{10}	1.85	2.1	2.96	2.9	chevauchement
S_{10}-S_{18}	2.1	2.15	3.18	3.2	Pas
S_{18}-S_{22}	1.7	2.2	2.925	3.4	Pas
S_{30}-S_{36}	2.3	1.8	3.075	4.65	Pas
S_4-S_{11}	1.7	2.2	2.925	2.9	chevauchement
S_{11}-S_{19}	2.2	2.3	3.375	3.2	chevauchement
S_{19}-S_{23}	2.3	2.2	3.375	3.4	Pas
S_{23}-S_{31}	2.2	1.75	2.96	3.7	Pas
S_5-S_{12}	1.75	2.3	3.03	2.9	chevauchement
S_{12}-S_{20}	2.3	2.3	3.45	3.2	Pas
S_{20}-S_{24}	2.3	2.3	3.45	3.4	chevauchement
S_{24}-S_{32}	2.3	1.8	3.075	3.7	Pas
S_6-S_{13}	2.15	2.4	3.41	2.9	chevauchement
S_{13}-S_{21}	2.4	2.4	3.6	3.2	chevauchement
S_{21}-S_{25}	2.4	2.5	3.675	3.4	chevauchement
S_{25}-S_{33}	2.5	2.25	3.56	3.7	Pas
S_7-S_{14}	2.00	2.2	3.15	2.9	chevauchement
S_{26}-S_{34}	2.3	2.1	3.3	3.7	Pas

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes

VI.4. Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

Figure VI.4 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux

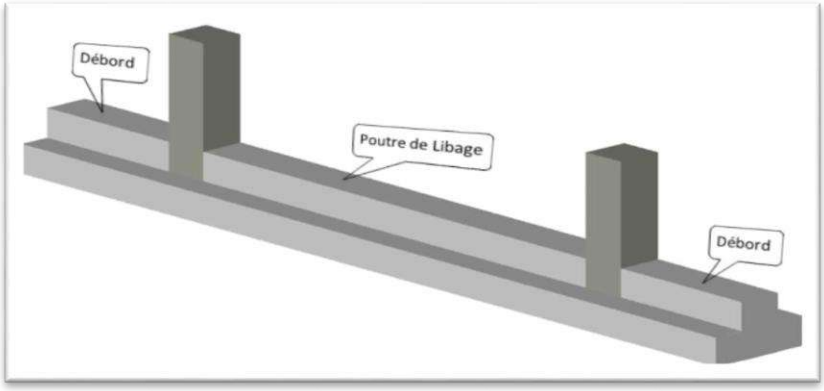
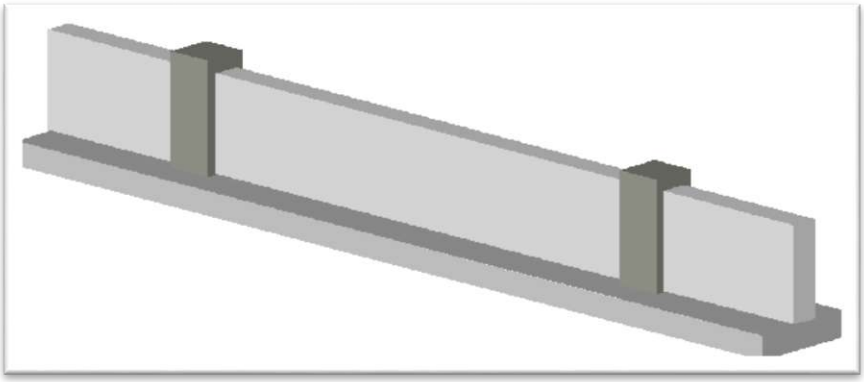


Figure VI.5 : Schéma d'une semelle filante sous voile



VI.4.1. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L} \quad ; \quad M = \frac{\sum M}{L}$$

Avec :
- ∑N : est la somme des efforts normaux.
- ∑M : est la somme des moments.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000\sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h=d + c + \frac{\emptyset}{2}$$

Tableau VI.6 : dimensions des semelles filantes sous voiles

Semelle	L(m)	N_{ser} (KN)	N_{ser}/ml (KN/ml)	B(m)	$B_{choisie}$(m)	h(m)
SF_1	20.85	4938,52	236,859	1,18	1,40	0.30
SF_2	17.85	4449,39	249,266	1,24	1,40	0,30
SF_3	17.85	4321,81	242,118	1,21	1,40	0.30
SF_4	13.2	3495,14	264,783	1,32	1,60	0,35
SF_5	13.2	3748,46	283,974	1,42	1,60	0.35
SF_6	13.2	4658,21	352,895	1,76	2,00	0,45
SF_7	13.2	3576,81	270,970	1,35	1.60	0.35
SF_8	17.2	3997,05	232,387	1,16	1,40	0.30

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes à l'ELS des semelles isolées

Semelle	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{Amorce\ poteau}$ (KN)	$P_{Remblai}$ (KN)	σ_{cal} (bar)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{Sol}$
SF_1	4938,52	203,29	45,00	145,61	0,197	CV
SF_2	4449,39	187,43	33,75	156,81	0,193	
SF_3	4321,81	187,43	33,75	156,81	0,188	
SF_4	3495,14	184,80	26,56	169,25	0,184	
SF_5	3748,46	158,40	28,13	179,21	0,195	
SF_6	4658,21	297,00	23,44	186,68	0,196	
SF_7	3576,81	184,80	26,56	169,25	0,187	
SF_8	3997,05	180,60	39,38	156,81	0,182	

Tableau VI.8 : vérification de chevauchement des semelles.

semelle	A	A'	1.5x (A+A')/2	L	L≥1.5x (A+A')/2
SF_1-SF_2	1,4	1,4	2,1	3,70	Pas de chevauchement
SF_2-SF_3	1,4	1,4	2,1	3,20	
SF_3-SF_4	1,4	1,6	2,25	3,20	
SF_4-SF_5	1,6	1,6	2,4	3,60	
SF_5-SF_6	1,6	2	2,7	4,00	
SF_6-SF_7	2	1,6	2,7	4,90	
SF_7-SF_8	1,6	1,4	2,25	3,00	

VI.4.2.Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

- Armatures principales :

$$A=N\left(1+\frac{3e_{0b}}{B}\right)\left(\frac{B-b}{8.d.\sigma_s}\right) \quad ; \quad ESP=\frac{A-2e-\emptyset}{(n-1)}$$

Avec :

- N : étant le nombre de barres
- $[\sigma_s]$= 348MPa à l'ELU : en situation durable.
- $[\sigma_s]$ = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9 : Armatures principales des semelles filantes.

Semelle	L (m)	N_{elu} (KN)	N_{ser} (KN)	$N_{elu/ml}$ (KN/ml)	$N_{ser/ml}$ (KN/ml)	A_{elu} (cm^2)	Aser (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF_1	20.85	6667,00	4938,52	319,76	236,86	3,83	3,83	7HA12 = 7.92	15
SF_2	17,85	6006,68	4449,39	336,51	249,27	4,03	5,14		
SF_3	17,85	5834,44	4321,81	326,86	242,12	3,91	4,99		
SF_4	13,2	4718,44	3495,14	357,46	264,78	4,41	5,63		
SF_5	13,2	5060,42	3748,46	383,37	283,97	4,73	6,04		
SF_6	13,2	6288,58	4658,21	476,41	352,89	6,11	7,80		
SF_7	13,2	4828,69	3576,81	365,81	270,97	4,38	5,59		
SF_8	17,2	5396,02	3997,05	313,72	232,39	3,76	4,79		

Armatures de répartition :

Tableau VI.10 : Armature de répartition

Semelle	A répartition (cm²)	A répartition (cm²)	Esp (cm)
SF_1	2,772	7HA12=7.92	20
SF_2	2,772	7HA12=7.92	20
SF_3	2,772	7HA12=7.92	20
SF_4	3,168	8HA12=7.92	20
SF_5	3,168	8HA12=7.92	20
SF_6	3,96	10HA12=7.927	20
SF_7	3,168	8HA12=7.92	20
SF_8	2,772	7HA12=7.92	20

VI.4.3. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\emptyset . f_e}{4.\tau_s}$

- $l_s \geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.

- $\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.

- $l_s \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Tableau VI.11 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes.

semelle	HA (mm)	Ls(cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
SF1	12	42.85	17,5	35	Courbe ou crochet
SF2			17,5	35	
SF3			17,5	35	
SF4			20	40	
SF5			20	40	
SF6			25	50	
SF7			20	40	
SF8			17,5	35	

VI.4.4. Vérification de la stabilité au renversement : [1] ►► [Art 10.1.5] ◄◄

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e= M/N \leq B/4$).

Tableau VI.12 : Vérification de la stabilité au renversement.

Semelle	N_u(KN)	M_u(KN.m)	e_0(m)	B(m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
SF_1	4938,52	18,78	0,0038	1,40	0,35	CV
SF_2	4449,39	4,77	0,0011	1,40	0,35	
SF_3	4321,81	9,34	0,0022	1,40	0,35	
SF_4	3495,14	19,71	0,0056	1,60	0,40	
SF_5	3748,46	18,54	0,0049	1,60	0,40	
SF_6	4658,21	3,03	0,0007	2,00	0,50	
SF_7	3576,81	2,5	0,0007	1,60	0,40	
SF_8	3997,05	4,84	0,0012	1,40	0,35	

VI.5. Poutre de Libage :

VI.5.1.Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \ ; l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Avec :

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm3).
- I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b.hp^3}{12}$.
- hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p = \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Tableau VI .13: Dimensionnement de la poutre de libage

Poutre de libage	b(m)	l(m)	h(m)	I (cm^4)	$\frac{\pi}{2} l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
PL1	0.50	4.65	0.75	1429,167	3.43	oui

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :

$$q \leq \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- Ni: la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m). Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau VI.14 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Poutre de libage	$\sum N$ (ELU) KN	$\sum N$ (ELS) KN	L (m)	q_u (KN/m^2)	q_{ser} (KN/m^2)
PL	6006,67	4449,39	17.85	365.10	270.44

VI.5.2.Calcul des moments :

- Aux appuis :

À l'ELU :

$$\boldsymbol{Ma = -\frac{q_u * (l'^2_w + \gamma l'^2_e)}{8.5 * (1+\gamma)}}$$

À l'ELS :

$$\boldsymbol{Ma = -\frac{q_{ser} * (l'^2_w + \gamma l'^2_e)}{8.5 * (1+\gamma)}}$$

- En travées :

À l'ELU :

$$\boldsymbol{Mt = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}}$$

À l'ELS :

$$Mt = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Tableau VI.15 : Détermination des moments de la poutre de libage

Poutre de libage	ELU		ELS	
	M_a(kN.m)	M_t(kN.m)	M_a(kN.m)	M_t(kN.m)
PL1	674.43	337.22	503.87	251.93

VI.5.3Armatures longitudinales :

a-Calcul à l'ELU :

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\varphi}{2}$$

ì $= \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2}$; On a $\mu \leq \mu l = 0.392$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.16 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

élément		Mu (KN.m)	D (cm)	A (cm^2)	A' (cm^2)	choix
PL1	Travée	337.22	72	14.14	0.00	8HA16=16.08
	appui	674.43	72	29.99	0.00	8HA20+4HA14=31.29

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable :

[σb]= 15Mpa

[σs]= 201.6Mpa

Tableau VI.18 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

élément		A_{ELU} (cm^2)	Mser (KN.m)	σ b (MPa)	σ s (MPa)	σb ≤ [σb] et σs ≤ [σs]
PL1	Travée	28.65	251.93	5.81	140.03	CV
	appui	43.35	503.87	10.22	189.69	

VI.5.4.Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 70 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap=3*1.2 = 3.6cm², donc on adopte 4HA12=4.52cm².

VI.5.4.1.Armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

Tableau VI.19 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

élément	Vu(KN)	τ_u	$[\tau_u]$	$A_t(cm^2)$	choix	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	870.23	2.41	2.5	6HA8=3.02	10	15

VI.6.Ferraillage des longrines : Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ [1]

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : S3

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

F= (N/ α) ≥20 KN

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α= coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La section choisie : 30*30 cm^2

➢ **Matériaux :**

- Situation durable :

- Béton : σ_{bc}= 14.2 MPa ; fc28= 25 MPa ; γ_b= 1.5

- Acier: FeE 400; σ_s= 348 MPa; FeE 400; γ_s = 1.15

- Situation accidentelle :

- Béton : σ_{bc}= 18.48 MPa ; fc28= 25 MPa ; γ_b= 1.5

- Acier: FeE400; σ_s= 400 MPa; γ_s = 1

VI.6.1.Recommandation des règlements :

- Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ [1] :

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15Ø1)

- Selon le CBA93 ►► [A.7.1.2] ◄◄ [2]

La section des armatures longitudinales est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

➢ $St \leq min\ [0.9d\ ;\ 40cm]$

- $\frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4$ Mpa

- $\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.k)}{0.9 f_e (cos\alpha + sin\alpha)}$

Avec K=1, $\alpha=90^0$

Le diamètre des armatures transversales (A.6.4.2) est donné par : $\emptyset_t \leq \min [\frac{h}{35} ; \frac{b}{10}]$

VI.6.2. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

- Armatures longitudinales :

F= (N/ α) ≥20 KN **avec : α**=12

A= (F/σ_s)

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau .VI.20 : Ferraillage longitudinal des longrines

B (cm^2)	N_u (KN)	F (KN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{Min} CBA (cm^2)	A_{Min} RPA (cm^2)	Vérification
30*30	1464.73	146.47	4.21	6HA12=6.78	0.9	5.4	C.V

VI.6.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

σ_s =F/$A_{choisie}$

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau .VI.21: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F (KN)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30*30	1068.04	106.8	6.78	157.52	201.63	C.V

VI.5.4.Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par :

➢ $\emptyset_t \leq$ min [h/35 ; b/10] selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄ [2]

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.5.2.2] ◄◄ [1] :

- S_t = min [h/4 ; 12$\emptyset_l$] ……. [Zone nodale]
- $S_t \leq$ h/2 …….. [Zone courant]
- $S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$

Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.2] ◄◄ [2]

- S_t = min [0.9d; 40cm]
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.K)}{0.9 f_e(cos\alpha + \sin \alpha i)}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants

Tableau .VI.22 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

		CBA 93		RPA 99			$St_{adopté}$ (cm)		
B (cm^2)	τ_u(Mpa)	S_t (cm)	A_t(cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t(cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
30*30	0.038	24.75	1.26	7.5	15	0.675	10	15	2Ø8 =1.01

Conclusion générale

Ce projet, nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur pour le choix du modèle de calcul à considérer pour l'étude de la structure.

Après la réalisation des chapitres qui constituent notre mémoire de projet de fin d'études, et à la lumière des résultats on peut conclure que :

- L'étude génie civil est essentielle pour tous les ingénieurs (G.C) à la fin de sa formation.
- Le but de ce travail était basé sur une compréhension logique du plan schématisé, après ce ci une étude pratique basé sur des calculs précis en respectant les règlements en vigueur tel que RPA99 version 2003, CBA93 dans le but d'avoir la résistance la stabilité et l'économie.

Le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude, il nous permis d'acquérir des connaissances sur l'utilisation du logiciel SAP 2000 .