RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ DR. YAHIAFARÉS DE MÉDÉA
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DEGÉNIE DE LA MATIÈRE

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES
POUR L'OBTENTION DU DIPLÔMEDE MASTER EN GÉNIE CIVIL

Option: **Structures**

THEME:

Etude d'un Batiment en R+5+S-sol à usage d'habitation

Présenté par :

-SKENDER Mustapha.

-TOUBAL SEGHIR Nadhir.

Dirigé par:

-Mr SKENDER Zakaria

-Mr SAFIEDDINE S

Promotion 2014/2015


بسم الله الرحمن الرحيم

SOMMAIRE

Introduction generale : 1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 presentation de l'ouvrage : 2

I.2 description de l'ouvrage : 2

I.2.1 -DIMENSION EN ELEVATION : 2
I.2.2 -DIMENSION EN PLAN : 2
I.2.3. SYSTEME DE CONTREVENTEMENT : 5

I.3 description de la structure : 5

I.3.1PLANCHERS : 5
I.3.2MAÇONNERIE : 6
I.3.3REVETEMENT : 6
I.3.4LE PLAFOND : 6
I.3.5L'ACROTERE: 6
I.3.6L'INFRASTRUCTURE : 6
I.3.7LES ESCALIERS : 6
I.3.8LES BALCONS : 6
I.3.9TAUX DE TRAVAIL DU SOL : 7

I.4 caracteristique des materiaux : 7

I.4.1 BETON : 7
I.4.2 LES ARMATURES : 9

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux

II.1. Introduction : 11

II.2. Prédimensionnement des dalles : 11

II.2.1 PLANCHER EN CORPS CREUX : 11
II.2.2 DALLE PLEINE : 12

II.3.evaluation des charges et surcharges :[3] 13

II.3.1.PLANCHER TERRASSE : 13
II.3.2.PLANCHER COURANT (CORPS CREUX) : 15
II.3.3.MAÇONNERIE : 16

II.4. Prédimensionnement : 17

II.4.1. LES PORTIQUES : 17
II.4.2.LES VOILES :..... 28

Chapitre III : Calcules des éléments secondaires

III.1. L'acrotere :..... 30

III-1-1 DEFINITION :..... 30
III.1.2. CHARGES ET SURCHARGES : 30
III .1.3.DETERMINATION DES EFFORTS : 30
III .1.4. CALCUL DU FERRAILLAGE :..... 31
III.1.5.VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :..... 35

III.2.l'escalier :..... 36

III.2.1.DIMENSIONNEMENT : 37
III.2.2.DETERMINATION DES EFFORTS :..... 39
III.2.3. CALCUL DU FERRAILLAGE : 41

III.3. Calcul de la console sous paillasse :..... 43

III.4. Calcul des poutrelles :..... 47

III.4.1. INTRODUCTION : 47
III.4.2.DIMENSIONNEMENT DES POUTRELLES : 47
III.4.3.FERRAILLAGE DES POUTRELLES :..... 65
III.4.4. FERRAILLAGE DE LA TABLE DE COMPRESSION :SELON LECBA93►►ART [B 6.8.4.2.3.]◄◄ 72

III.5.plancher a dalles pleines :..... 73

III.5. 1 DEFINITION : 73
III.5. 2. EXPOSE DE LA METHODE DES LIGNES DE RUPTURES :..... 73

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction :..... 84

IV.2. Caracteristiques geometriques de la structure :..... 86

IV.2.1.CENTRE DE MASSE :..... 86
IV.2.2.CENTRE DE TORSION : 86
IV.2. 3. EXCENTRICITE : 89

IV. 3. Choix de la methode de calcul :..... 90

IV. 3.1. INTRODUCTION :..... 90

IV.3.2. Methode dynamique modale spectrale :..... 91

IV.4. Resultats et verifications de l'analyse dynamique :..... 96

IV.4.1.VERIFICATION DE COMPORTEMENT DES TROIS PREMIERS MODES : 96
IV.4.2.VERIFICATION DE PARTICIPATION MASSIQUE : SELON RPA VERSION 2003 ►► [ART *4.3.4. A]* ◄◄ [1]..... 98
IV.4.3.VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL : SELON RPA VERSION 2003 ►► [ART 4.2.6] ◄◄ [1] 99
IV.4.4. VERIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT : SELON RPA VERSION 2003 ►► [ART 4.4.1] ◄◄ [1] 100
IV.4.5. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGES : 103

IV.4.6.VERIFICATION DES DEPLACEMENTS EN TETE : SELON CBA99 ►►ART 4.4.3◄◄[2] 104
IV.4.7.VERIFICATION DE CISAILLEMENT DES ELEMENTS : 105
IV.4.8.VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT A LA BASE : SELON RPA VERSION 2003►► [ART 7.1.3.3] ◄◄ [1] 106
IV.4.9.VERIFICATION VIS A VIS DE L'EFFET P-Δ : SELON RPA VERSION 2003►► [ART 5.9] ◄◄[1] 106
IV.5.CONCLUSION GENERAL : 108

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction : 109

V.2.calcul des poutres : 109

V.2.1. INTRODUCTION : 109
V.2.2.RECOMMANDATION DES REGLEMENTS : 110
V.2.3. FERRAILLAGE A L'ETAT LIMITE ULTIME : 111
V.2.4. VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ETAT LIMITE DE SERVICE : 112
V.2.5. VERIFICATION DES POUTRES SELON LES CONDITIONS RPA [1] ET CBA [2] : 113
V.2.6.JUSTIFICATION DES POUTRES SOUS SOLLICITATION D'EFFORT TRANCHANT : 115
V.2.7.CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES : 117
V.2.8.VERIFICATION DE LA FLECHE : 118

V.3. Calcul des poteaux : 123

V.3.1. INTRODUCTION : 123
V.3.2.RECOMMANDATION DU REGLEMENT RPA99 VERSION 2003[1] : 123
V.3.3. SOLLICITATIONS EXTREMES DE FERRAILLAGE : 123
V.3.4. ETAT LIMITE ULTIME DE STABILITE DE FORME : 124
V.3.5. DETERMINATION DES SECTIONS D'ACIER : 125
V.3.6. VERIFICATION A L'ETAT LIMITE SERVICE : 126
V.3.7. JUSTIFICATION DES POTEAUX VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT : 126
V.3.8. ARMATURES TRANSVERSALES : SELON LE RPA99 ►►ART. 7.4.2.2◄◄ [1] 128
V.3.9.VERIFICATION DE LA QUANTITE D'ARMATURES TRANSVERSALES MINIMALE (AT/ST.B) : 130

V.4.ferraillage des voiles : 132

V.4.1.INTRODUCTION : 132
V.4.2. LES VOILES PLEINS : 132
V.4.3.VOILES AVEC FILES D'OUVERTURES : 133
V.4.4. METHODE DE CALCUL : 133
V.4.5.FERRAILLAGE DES VOILES PLEINS : 135
V.4.6.FERRAILLAGE DES VOILES AVEC OUVERTURE : 140

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction : 146

VI.2. Type de la fondation : 146

VI.3. Connaissance du site et du sol : 146

VI.4. Choix du type de fondation : 147

VI.4.1. CALCUL DES SEMELLES ISOLEES : 149

VI.4.2. CALCUL DES SEMELLES FILANTES : 152

VI.5. Ferraillage longitudinal(les poutres de libage: 157

VI.5.1.DIMENSIONNEMENT : 157
VI.5.2.CALCUL DES MOMENTS : ..... **ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.**
VI.5.3ARMATURES LONGITUDINALES : ..... **ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.**

VI.6.ferraillage des longrines : selon le rpa 99 version 2003 ►► [art 10.1.1] ◄◄ [1] 158

VI.6.1.RECOMMANDATION DES REGLEMENTS : 162
VI.6.2. FERRAILLAGE A L'ETAT LIMITE ULTIME : 163
VI.6.3. VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ETAT LIMITE DE SERVICE : 163
VI.6.4.CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES : 163
VI.6.4.CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES : 163

VI.7.mur de soutenement : 165

VI.7.1.INTRODUCTION : 165
VI.7.2. FERRAILLAGE DES MURS DE SOUTENEMENT : 165

Conclusion generale : 167

ملخص:

هذاالمشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق تحت أرضي + طابق أرضي+ خمسة طوابق) ذات استعمال سكني و المقرر بناؤها ببومرداس المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية القوة (III)

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الافقية محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +الجدران المسلحة .

قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

*القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل.

*قواعد الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج « Sap2000 V17.1.1 ».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé:

Ce projet consiste à l'étude d'une structure en béton armée à usage habitation (S/sol +RDC+5étages) qui sera implanté à Boumerdes, cette région est classée dans la zone de forte sismicité (III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « Sap2000 V17.1.1».

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract:

The purpose of this project is a study of a reinforced concrete structure (Underground +ground+5stories), with habitation use and that will be implanted in Boumerdes, and this region is classified in the zone of high seismicity (III).

The resistances of the structure elements to the horizontal and vertical loads isinsured by a frame system with shear walls.

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « Sap2000 V17.1.1».

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

LISTES DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

FIG I.1 : DIAGRAMME DE 8

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux

TABLEAU II.1.CHARGES PERMANENTES DU PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE (CORPS CREUX). 13

TABLEAU II.2 : CHARGES PERMANENTES DU PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE (DALLE PLEINE). 14

TABLEAU II.3. CHARGES PERMANENTES DU PLANCHER COURANT (CORPS CREUX) 15

TABLEAU II.4 : CHARGES PERMANENTES DU PLANCHER COURANT (DALLE PLEINE) 15

TABLEAU II.5 : CHARGES PERMANENTES DU MUR DOUBLE CLOISON 16

TABLEAU II.6 : CHARGES PERMANENTES DU MUR SIMPLE CLOISON. 16

TABLEAU II.7.CALCUL DE L'EFFORT 22

TABLEAU. II.8. DETERMINATION DES CHARGES PERMANENTES 24

TABLEAU II.9. DETERMINATION DES SURCHARGES D'EXPLOITATION. 25

TABLEAU II.10. CALCUL DE N_{ULTIME} ET NU. 25

TABLEAU .II.11.VERIFICATIONS DES SOLLICITATIONS NORMALES. 27

TABLEAU II.12. VERIFICATION AUX ZONES NODALES 28

Chapitre III : Calcules des éléments secondaires

TABLEAU III.1 : DETERMINATION DES EFFORTS A L'ELU ET L'ELS 30

TABLEAU III.2.ÉVALUATION DE CHARGE PERMANENTE DE PALIER DE L'ESCALIER 38

TABLEAU III.3.ÉVALUATION DE CHARGE PERMANENTE DE PAILLASSE DE L'ESCALIER 38

TABLEAU III.4 : COMBINAISON DES CHARGES DE L'ESCALIER. 39

TABLEAU III.5 : RECAPITULATION DES RESULTATS. 40

TABLEAU III.6 : LES RESULTATS DE LA FLEXION SIMPLE. 41

TABLEAU III.7 : VERIFICATION DE L'ESPACEMENT. 41

TABLEAU III.8 : CALCUL DES SECTIONS D'ACIER DE LA CONSOLE 45

TABLEAU.III.9 : VERIFICATION A L'E.L.S 46

TABLEAU III.10 : RECAPITULATION DES RESULTATS DE LA FLECHE. 46

TABLEAU III.11. DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A TROIS TRAVEES (ELU) 54
TABLEAU III.12. DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A TROIS TRAVEES (ELS) 54
TABLEAU III.13. DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A TROIS TRAVEES (ELU) 57
TABLEAU III.14. DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A TROIS TRAVEES (ELS) 57
TABLEAU III.15. DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A TROIS TRAVEES (ELU) 59
TABLEAU III.16. DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A TROIS TRAVEES (ELS) 60
TABLEAU III.17. DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A TROIS TRAVEES (ELU) 62
TABLEAU III.18. DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A TROIS TRAVEES (ELS) 62
TABLEAU III.19 : VERIFICATION A L'E.L.S EN TRAVEE. 68
TABLEAU III.20 : VERIFICATION A L'E.L.S AUX APPUIS 68
TABLEAU. III.21 : RECAPITULATION DES RESULTATS DE LA FLECHE. 70
TABLEAU.III.22 : FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE. 76
TABLEAU.III.23 : VERIFICATION A L'ELS 77
TABLEAU.III.24 : VERIFICATION AU CISAILLEMENT 77
TABLEAU.III.25 : VERIFICATION DE LA FLECHE 78
TABLEAU.III.26 : FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE. 81
TABLEAU. III.27 : VERIFICATION A L'ELS. 82
TABLEAU.III.28 : VERIFICATION AU CISAILLEMENT 82
TABLEAU.III.29 : VERIFICATION DE LA FLECHE 82

Chapitre IV : Etude dynamique

TABLEAU. IV.1 : CALCUL DU CENTRE DE MASSE ET DE TORSION. 89
TABLEAU. IV.2 : EVALUATION DE L'EXCENTRICITE DE CHAQUE NIVEAU 90
TABLEAU.IV.4 : JUSTIFICATION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT R SUIVANT X 93
TABLEAU.IV.5 : JUSTIFICATION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT R SUIVANT Y 94
TABLEAU.IV.6 : VALEURS DES PENALITES P_Q. 95
TABLEAU.IV.7 : VERIFICATION DE COMPORTEMENT DES TROIS PREMIERS MODES 96
TABLEAU.IV.8 : VERIFICATION DE PARTICIPATION MASSIQUE 98
TABLEAU. IV.9 : VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL 99
TABLEAU.IV.10 : LES FORCES SISMIQUES DE CHAQUE NIVEAU 101
TABLEAU.IV.11 : CALCUL DU MOMENT DE RENVERSEMENT 102

TABLEAU.IV.12 : CALCUL DU MOMENT STABILISANT 103
TABLEAU.IV.13 : VERIFICATION DE STABILISATION 103
TABLEAU. IV.15 : VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGE SENS X 104
TABLEAU. IV.16 : VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGE SENS Y 104
TABLEAU. IV.14 : VERIFICATION DES DEPLACEMENTS EN TETE 104
TABLEAU.IV.17 : VERIFICATION DE CISAILLEMENT DES POUTRES 105
TABLEAU.IV.18 : VERIFICATION DE CISAILLEMENT DES POTEAUXSENS X 105
TABLEAU.IV.19 : VERIFICATION DE CISAILLEMENT DES POTEAUXSENS Y 106
TABLEAU.IV.20 : VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT A LA BASE. 106
TABLEAU.IV.21 : VERIFICATION L'EFFET P-Δ SENS X 107
TABLEAU.IV.22 : VERIFICATION L'EFFET P-ΔSENS Y 107

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

TABLEAU .V.1 : FERRAILLAGE LONGITUDINAL DES POUTRES PRINCIPALES 111
TABLEAU .V.2: FERRAILLAGE LONGITUDINAL DES POUTRES SECONDAIRES 112
TABLEAU .V.3: VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS DES POUTRES PRINCIPALES. 112
TABLEAU .V.4 : VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS DES POUTRES SECONDAIRES 113
TABLEAU .V.5 : VERIFICATION DES POUTRES PRINCIPALES SELON LA CONDITION RPA 114
TABLEAU .V.6 : VERIFICATION DES POUTRES PRINCIPALES SELON LA CONDITION CBA 114
TABLEAU .V.7 : VERIFICATION DES POUTRES SECONDAIRES SELON LA CONDITION RPA 115
TABLEAU .V.8 : VERIFICATION DES POUTRES SECONDAIRES SELON LA CONDITION CBA 115
TABLEAU .V.9 : VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT DES POUTRES PRINCIPALES 116
TABLEAU .V.10 : VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT DES POUTRES SECONDAIRES 116
TABLEAU .V.11 : CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPACEMENTS DANS LES POUTRES PRINCIPALES 117
TABLEAU .V.12 : CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPACEMENTS DANS LES POUTRES SECONDAIRES 118
TABLEAU .V.13 : VERIFICATION DE LA FLECHE DES POUTRES 118
TABLEAU .V.14: LES ARMATURES LONGITUDINAUX DES POTEAUX 125
TABLEAU .V.15 : VALEURS DES CONTRAINTES A L'E.L.S 126
TABLEAU .V.16 : VALEURS DES CONTRAINTES LIMITES DE CISAILLEMENT 128
TABLEAU .V.17 : LES ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPACEMENTS DES POTEAUX CARRES 129
TABLEAU .V.18 : VERIFICATION DE LA QUANTITE D'ARMATURES TRANSVERSALES DES POTEAUX 130
TABLEAU .V.19 : LES DONNEES DE CALCUL 135
TABLEAU .V.20 : CALCUL DES ARMATURES VERTICALES DES VOILES PLEINS 136

TABLEAU .V.21 : VERIFICATION DES ARMATURES VERTICALES SELON LA CONDITION RPA ET CBA 136
TABLEAU .V.22 : VERIFICATION DES ARMATURES A ELS DES VOILES PLAINS 137
TABLEAU .V.23 : CALCUL DES ARMATURES HORIZONTALES DES VOILES PLEINS 138
TABLEAU .V.24 : DIAMETRE DES ARMATURES TRANSVERSAES 138
TABLEAU .V.25 : CALCUL DES ARMATURES VERTICLES DES TRUMEAUX 140
TABLEAU .V.26 : VERIFICATION DES ARMATURES A ELS DES TRUMEAUX 140
TABLEAU .V.27 : CALCUL DES ARMATURES HORIZONTALES DES TRUMEAUX 141
TABLEAU .V.28 : DETERMINATION DE LA SOLLICITATION DE CALCUL DES LINTEAUX 144
TABLEAU .V.29 : CALCUL D'ARMATURES LONGITUDINALES ET TRANSVERSALES DES LINTEAUX 145

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

TABLEAU.VI.1: RECAPITULATION DE LA METHODE DE CALCUL DES SEMELLES ISOLEES. ... 151
TABLEAU.VI.2: DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES ISOLEES A L'ELS. 151
TABLEAU VI.3: DIMENSIONS DES SEMELLES FILANTES SOUS VOILES ET POTEAUX A L'ELS 154
TABLEAU VI.4: VERIFICATIONS DES CONTRAINTES DES SEMELLES FILANTES. 155
TABLEAU VI.5: ARMATURES PRINCIPALES DES SEMELLES FILANTES. 156
TABLEAU VI.6: ARMATURES DE REPARTITION DE LA SEMELLE FILANTE. 156
TABLEAU VI.7:VERIFICATION DES LONGUEURS DE SCELLEMENT DES SEMELLES FILANTES. 157
TABLEAU VI.8: VERIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT. 157
TABLEAU VI.9: DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE DE LIBAGE 158
TABLEAU VI.10: DETERMINATION DES VALEURS DE (Q) DE LA POUTRE DE LIBAGE 159
TABLEAU VI.11: DETERMINATION DES MOMENTS DE LA POUTRE DE LIBAGE 159
TABLEAU VI.12: CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES DE LA POUTRE DE LIBAGE A L'ELU 160
TABLEAU VI.13: VERIFICATIONS DES ARMATURES LONGITUDINALES DE LA POUTRE DE LIBAGE A L'ELS 160
TABLEAU VI.14: CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES DE LA POUTRE DE LIBAGE A L'ELS 161
TABLEAU VI.15: CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES DE LA POUTRE DE LIBAGE 161
TABLEAU .VI.16 : FERRAILLAGE LONGITUDINAL DES LONGRINES 163
TABLEAU .V.17: VERIFICATION DE CONTRAINTE A L'ELS DES LONGRINES 163
TABLEAU .VI.18 : CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPACEMENTS DANS LES LONGRINES. 164

LISTES DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

FIG. I.1 : PLAN DE SOUS-SOL (CAVE).....3
FIG.I.2 : PLAN DE REZ-DE-CHAUSSEE 3
FIG.I.3 : PLAN DE D'ETAGE.....4
FIG.I.4 : PLAN DE TOITURE 4
FIG.I.5 : LA COUPE A-A 5
FIG I.1 : DIAGRAMME DE CONTRAINTS 8
FIG I.2 : DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION D'ACIER 9

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux

FIG. II.1.PLANCHER A CORPS CREUX.....11
FIG. II.2 : DIMENSIONS DU CORPS CREUX. 12
FIG. II.3 : COMPOSANTS D'UN PLANCHER TERRASSE.....14
FIG.II.4 : COMPOSANTS D'UN PLANCHER DE DALLE PLEINE DE LA TERRASSE. 15
FIG.II.5. MUR DOUBLE CLOISON.....16
FIG.II.6. MUR SIMPLE CLOISON. 16
FIG II.7 : SCHEMA DE LA POUTRE.....17
FIG. II.8 : SECTION REDUITE DU POTEAU. 21
FIG. II.9 : REPRESENTATION DU POTEAU LE PLUS SOLLICITE 22
FIG. II.10 : SURFACE DE PLANCHER SUPPORTEE PAR LE POTEAU LE PLUS SOLLICITE 23
FIG.II.11 : ZONES NODALES.....28
FIG. II.12 : COUPES DES VOILES EN PLAN 29

Chapitre III : Calcules des éléments secondaires

FIG.III.1 :L'ACROTERE. 30
FIG.III.2 : FERRAILLAGE DE L'ACROTERE.....36
FIG .III.3: COUPE D'UN ESCALIER. 36
FIG. III.4 : MODELISATION DE 2EME VOLEE A TROIS APPUIS 37
FIG. III.5 : DIAGRAMME DE MOMENT FLECHISSANT D'ESCALIER A L'ELU.....39
FIG.III.6. DIAGRAMMES L'EFFORT TRANCHANT A L'E.L.U 39

FIG. III.7 : DIAGRAMME DE MOMENT FLECHISSANT D'ESCALIER A L'ELS 40
FIG.III.8. DIAGRAMMES L'EFFORT TRANCHANT A L'E.L.S 40
FIG.III.9.SCHEMA STATIQUE DE LA CONSOLE. 44
FIG.III.10 : DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES DE LA CONSOLE A L'ELU ET L'ELS 44
FIG.III.11 : FERRAILLAGE DU CONSOL SOUS PAILLASSE 46
FIG. III.12 : DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRELLE 47
FIG. III.13 : POUTRELLE AVANT COULAGE. 48
FIG.III.14. DIAGRAMMES DU MOMENT FLECHISSANT A L'E.L.U 55
FIG.III.15. DIAGRAMMES L'EFFORT TRANCHANT A L'E.L.U 55
FIG.III.16. DIAGRAMMES DU MOMENT FLECHISSANT A L'E.L.S 56
FIG.III.17. DIAGRAMMES L'EFFORT TRANCHANT A L'E.L.S 56
FIG.III.18. DIAGRAMMES DU MOMENT FLECHISSANT A L'E.L.U 57
FIG.III.19. DIAGRAMMES L'EFFORT TRANCHANT A L'E.L.U 58
FIG.III.20. DIAGRAMMES DU MOMENT FLECHISSANT A L'E.L.S 58
FIG.III.21. DIAGRAMMES L'EFFORT TRANCHANT A L'E.L.S 59
FIG.III.22. DIAGRAMMES DU MOMENT FLECHISSANT A L'E.L.U 60
FIG.III.23. DIAGRAMMES L'EFFORT TRANCHANT A L'E.L.U 60
FIG.III.24. DIAGRAMMES DU MOMENT FLECHISSANT A L'E.L.S 61
FIG.III.25. DIAGRAMMES L'EFFORT TRANCHANT A L'E.L.S 61
FIG.III.26. DIAGRAMMES DU MOMENT FLECHISSANT A L'E.L.U 63
FIG.III.27. DIAGRAMMES L'EFFORT TRANCHANT A L'E.L.U 63
FIG.III.28. DIAGRAMMES DU MOMENT FLECHISSANT A L'E.L.S. 64
FIG.III.29. DIAGRAMMES L'EFFORT TRANCHANT A L'E.L.S 64
FIG.III.30 : FERRAILLAGE DES POUTRELLES 71
FIG.III.31 : SCHEMA DE LA TABLE DE COMPRESSION 72
FIG.III.32.DEPLACEMENT DES ZONES. 74
FIG.III.33 : FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE TRIANGULAIRE POUR 1 ML. 78
FIG.III.34.EFFORTS DANS LA DALLE RECTANGULAIRE. 79
FIG.III.35 : FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE RECTANGULAIRE 83

Chapitre IV : Etude dynamique

FIG.IV.1.VUE DE LA STRUCTURE EN 3D 85
FIG.IV.2.DISPOSITION DES VOILES. 85
FIG.IV.3.VOILE PLEIN. 87
FIG.IV.4.VOILE AVEC UNE SEULE OUVERTURE. 88
FIG.IV.5.SPECTRE DE REPONSE. 91
FIG.IV.6. COMPORTEMENT DE 1ER MODE (TRANSLATION PUR SUIVANT L'AXE Y) 96

FIG.IV.7. COMPORTEMENT DE 2EME MODE (TRANSLATION PUR SUIVANT L'AXE X)..... 97
FIG.IV.8.COMPORTEMENT DE 3EME MODE (ROTATION AUTOUR DE L'AXE Z) 97
FIG. IV.9.LES FORCES AGISSENT SUR LA STABILITE AU RENVERSEMENT. 100
FIG.IV.10.DISTRIBUTION DES FORCES SISMIQUES..... 101
FIG.IV.11.CONCENTRATION DES FORCES SISMIQUES AUX ETAGES 102

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

FIG.V.1 : LA SECTION DES POUTRES PRINCIPALES 110
FIG.V.2 : LA SECTION DES POUTRES SECONDAIRES..... 111
FIG .V.3 : DISPOSITION DES ARMATURES POUR LES POUTRES..... 113
FIG.V.4:FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES(30*45) INTERMEDIAIRES DU NIVEAU TERRASSE. 119
FIG.V.5 : FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30*45) DE RIVE DU NIVEAU TERRASSE. 119
FIG.V.6 : FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30*45) INTERMEDIAIRES DES ETAGES..... 119
FIG.V.7 : FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30*45) DE RIVE DES ETAGES..... 120
FIG.V.8:FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES(30*40) INTERMEDIAIRES DU NIVEAU TERRASSE. 120
FIG.V.9 : FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30*40) DE RIVE DU NIVEAU TERRASSE. 120
FIG.V.10 : FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30*40) INTERMEDIAIRES DES ETAGES..... 121
FIG.V.11 : FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30*40) DE RIVE DES ETAGES..... 121
FIG.V.12:FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES INTERMEDIAIRES DU NIVEAU TERRASSE. 121
FIG.V.13 : FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES DE RIVE DU NIVEAU TERRASSE. 122
FIG.V.14 : FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES INTERMEDIAIRES DES ETAGES..... 122
FIG.V.15 : FERRAILLAGE DES SECONDAIRES DE RIVE DES ETAGES. 122
FIG.V.16 : DISPOSITION DES ARMATURES DANS LES POTEAUX..... 130
FIG.V.17 : FERRAILLAGE DES POTEAUX CARRE (50×50) 131
FIG.V.18 : FERRAILLAGE DES POTEAUX CARRE (45×45) 131
FIG.V.19 : FERRAILLAGE DES POTEAUX CARRE (40×40) 131
FIG.V.20 : FERRAILLAGE DES POTEAUX CARRE (35×35) 132
FIG.V.21 : DISPOSITION DES ARMATURES VERTICALES DANS LES VOILES. 135
FIG.V.22 : LES ARMATURES TRANSVERSALES ET LES EPINGLES DES VOILES..... 139
FIG.V.23 : LA ZONE DE RECOUVREMENT DES VOILES..... 139
FIG.V.24 : MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS DANS LES LINTEAUX..... 143
FIG.V.25 : ARMATURES DU LINTEAU SELON LE RPA 99 143

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

FIG.VI.1 : LES EFFORTS NORMAUX DES POTEAUX ET DES VOILES A L'ELS..... 148
FIG.VI.2 : LA PROPOSITION DES SEMELLES ISOLER. 149
FIG VI.3 : SEMELLE ISOLEE SOUS POTEAU. 150
FIG.VI.4 : LES BULLES DE PRESSION. 152
FIG VI.5 : SCHEMA D'UNE SEMELLE FILANTE SOUS POTEAUX..... 152
FIG VI.6: SCHEMA D'UNE SEMELLE FILANTE SOUS VOILE 153
FIG VI.7: LA PROPOSITION FINALE DES SEMELLES. 154
FIG VI.8: FERRAILLAGE DES LONGRINES 164

NOTATIONS

❖ Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A_{max}, A_{min}: Section d'acier maximale et minimale
A: Section d'un cours d'armatures transversales.
A_{ver} : Section d'armatures verticales.
A_h : Section d' d'armatures horizontales.
A_c : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.)
A_D : Section d'armatures diagonales.
B : Aire du béton.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
B_t : Section de la partie tendue.
L_t : Largeur de la section tendue.
M_t : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.
E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.
M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S '
N : Effort normal.
N_{ser} : Effort normal de service.
NU : Effort normal ultime.
TU : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

❖ Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
I_f : Longueur de flambement,
S_t : Espacement de cours d'armature transversale.
S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.
S_v : Espacement des armatures verticales.

❖ Majuscules grecques :

Δ : Variation.
Σ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

❖ Minuscules grecques :

α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ:: Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
ζ : Contrainte normale.
η : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Introduction generale

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 coté 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 mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique voile.

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+5+s.sol implanté en zone de forte sismicité (zone III), le bâtiment est constituée par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, 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 et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et la table de compression).
- La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
- La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres ; longrines ; poteaux ; voiles).
- La sixième étape sera le calcul des fondations (type ; dimensions et ferraillages).

CHAPITRE I :
présentation de l'ouvrage

I.1 Présentation de l'ouvrage :

Il s'agit d'un bâtiment en RDC+5 étages+1s/sol à usage d'habitation (20 logements) et une cave au niveau de sous-sol, qui sera implanter à Boumerdes

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]
- Le règlement de Béton Armé "CBA93" [2]
- Le DTR.B.2.2 [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 :……..+3.06m
- Hauteur de l'étage courant :……+3.06m
- Hauteur de sous- sol :……..+2.55m
- Hauteur total du bâtiment :…….20.91m sans acrotère

I.2.2 -Dimension en plan :

- La longueur du bâtiment à la base :…….26.51m
- La largeur :……...26.51m

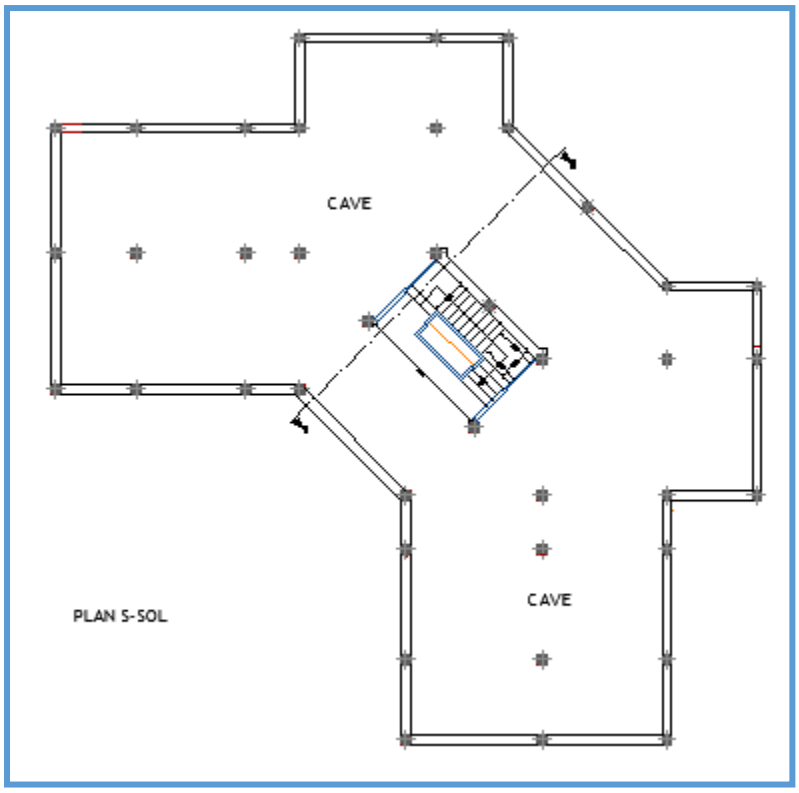


Fig. I.1 : Plan de sous-sol (cave)

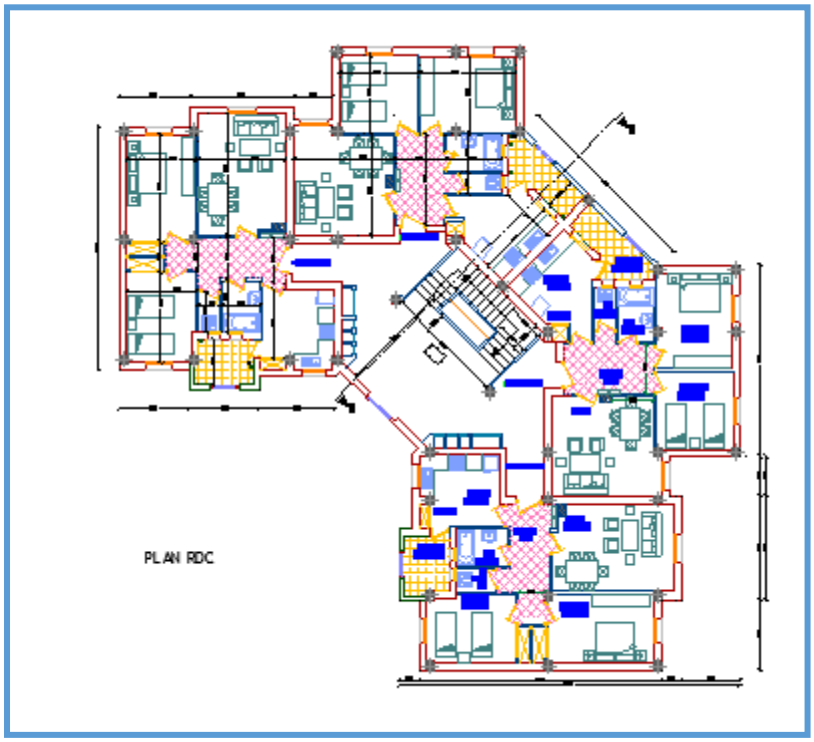


Fig.I.2 : Plan de rez-de-chaussée

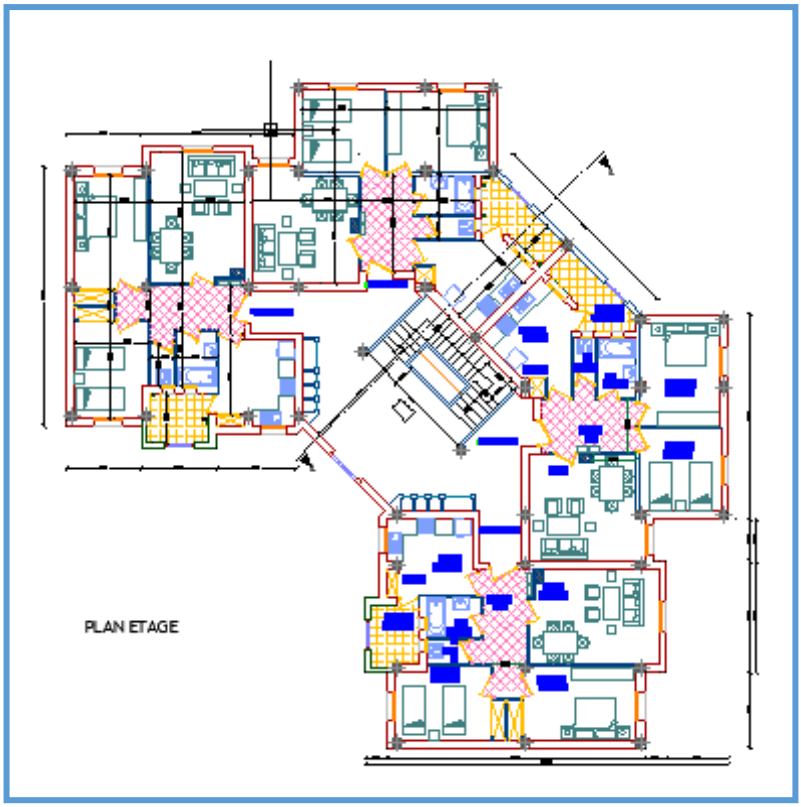


Fig.I.3 : Plan de d'étage

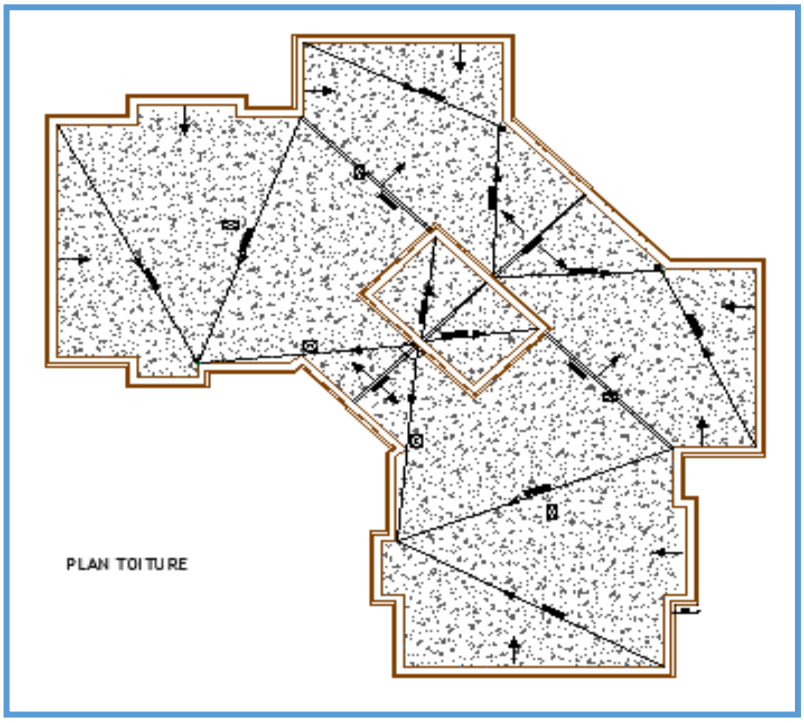


Fig.I.4 : plan de toiture

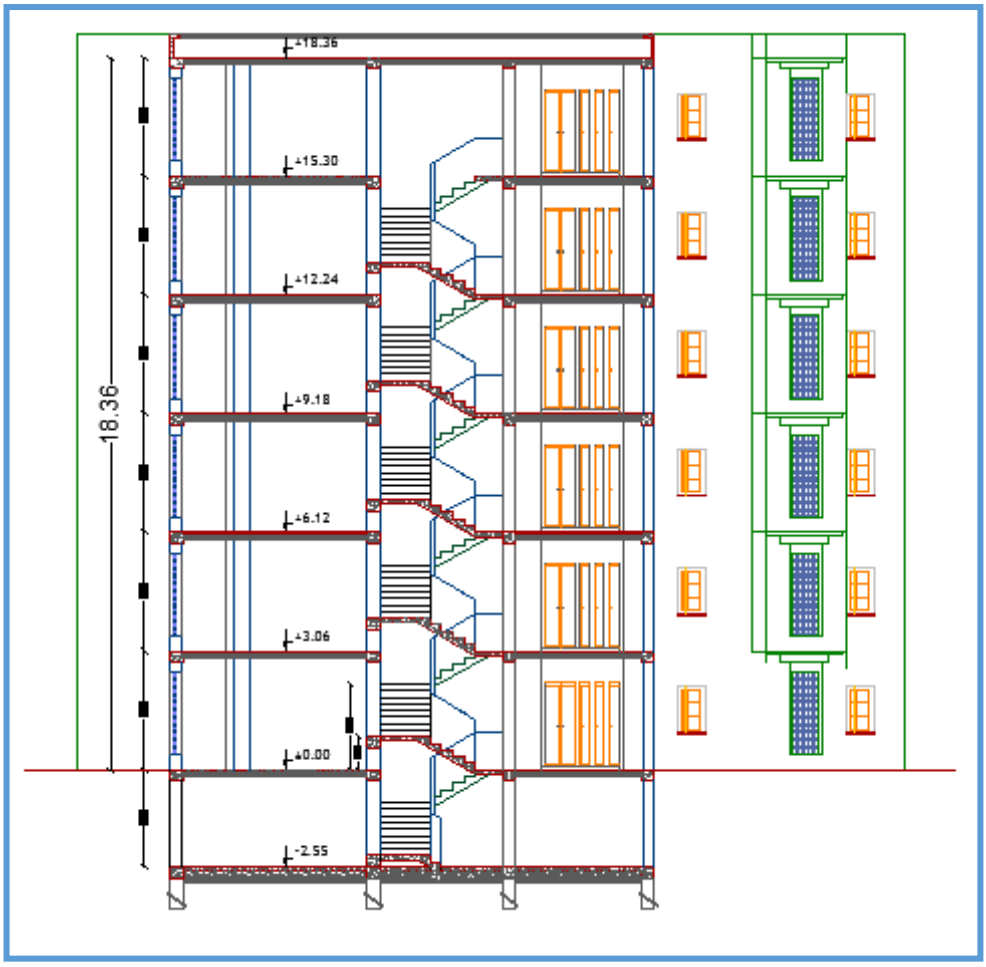


Fig.I.5 : La coupe A-A

I.2.3. Système de contreventement :

On adopte pour notre projet qui comporte une hauteur 20.91m, 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.3.1Planchers :

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.3.2Maçonnerie :

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.

I.3.4Le plafond :

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

I.3.5L'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.3.6L'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**
- Les fondations superficielles de type semelles isolées ou filantes, reliées par des longrines.

I.3.7Les escaliers :

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

I.3.8Les balcons :

Sont les parties saillantes de la structure, ils sont constitués de dalle pleine.

I.3.9Taux 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 2.00m. 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 CPA 425.
- **400L** de sable de diamètre 0 à 5.
- **800L**de gravier de diamètre 15 à 25.
- **175L**d'eau de gâchage.

b) 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 ***200cm²***
(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

c)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

$E_i = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_i = 10818..900Mpa$

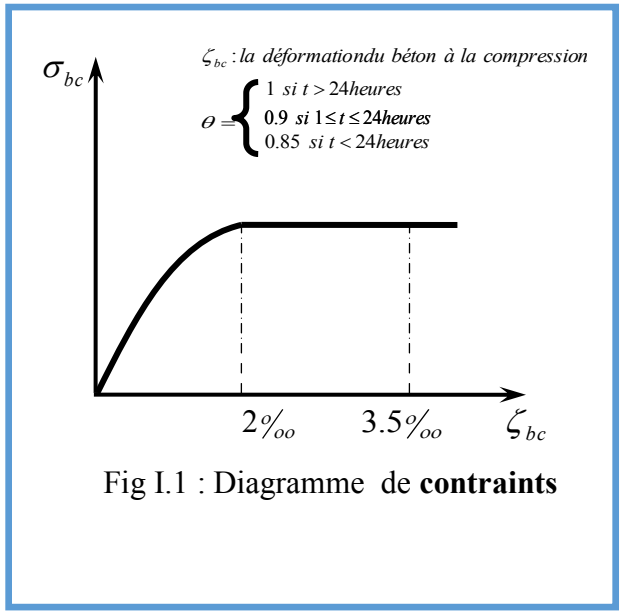


Fig I.1 : Diagramme de **contraints**

1. Module d'élasticité transversale :

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

Et en simplifiant G=0,41.10^7

b) **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

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

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 :

— : Allongement relatif de la section transversale

—: 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 :

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 ➔ $f_e = 400 Mpa$
- 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)

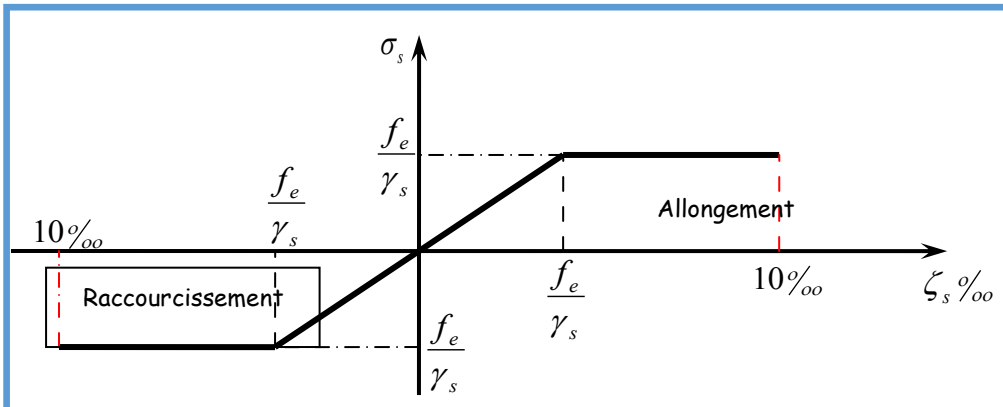


Fig I.2 : Diagramme contrainte déformation d'acier

***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 : $n = \frac{S}{} = 15$

n : Coefficient d'équivalence.
Es : Module de déformation de l'acier.
Eb : Module de déformation du béton.

CHAPITRE II :
pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux

II.1. INTRODUCTION :

Avant d'entamer tout calcul, il est indispensable d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le ***« RPA99 version2003 »***, mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois Sécuritaire et économique.

II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES DALLES :

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant-projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées suivantes données en référence :

II.2.1 Plancher en corps creux :

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

Ce plancher se compose de trois éléments essentiels :

- Les poutrelles.
- La dalle de compression.
- L'élément en corps creux.

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

$\frac{}{25} \leq h_t \leq \frac{}{20}$ avec : $h_t \geq \frac{}{22.5}$

Avec :

* L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.

*h_t : hauteur totale du plancher

L= 4.80 m d'où alors $19.2 \leq ht \leq 24.0$ on adopte h_t=20cm

Telle que : $h_t = (d + e)$

d=16cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression, selon le **CBA93 (ART.B7.2.2).**

Donc : **h_t =20cm**

Conclusion :

On adoptera un plancher de 20 cm d'épaisseur composes d'un corps creux de16cm et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur

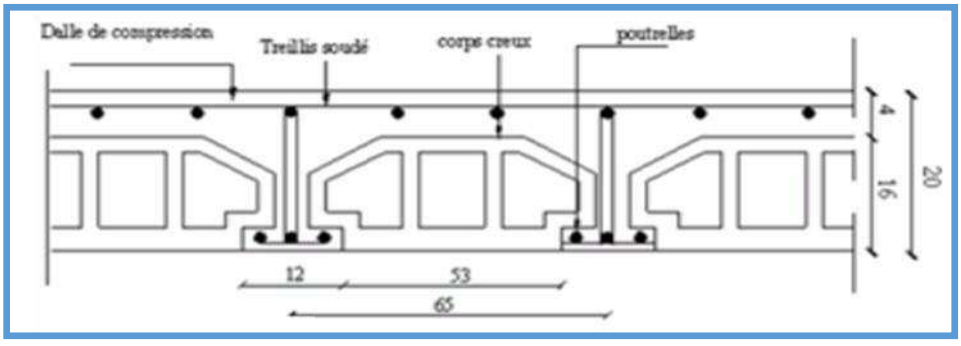


Fig. II.1.Plancher a corps creux

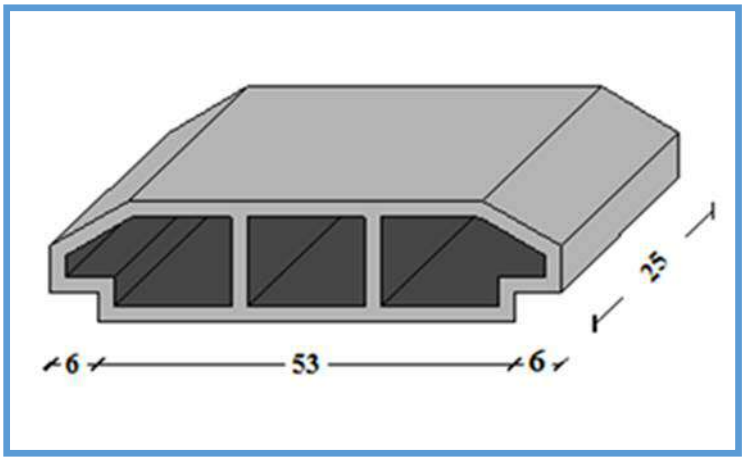


Fig. II.2 : Dimensions du corps creux.

❖ **Condition d'isolation acoustique :**

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

$h_{min} \geq 16cm$, d'où on a 20cm >16cm (condition vérifie).

II.2.2 Dalle pleine :

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

❖ **Critère de résistance : [2]**

- Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

L_x=4.30m

$\frac{Lx}{50} \leq e_p \leq \frac{Lx}{40} \longrightarrow 8.6 \leq e_p \leq 10.75$

Où : ep : épaisseur de la dalle.

L_x : la plus grande portée mesurée entre nu.

❖ **Sécurité contre l'incendie : [2]**

- e_p = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.
- e_p = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.
- e_p=17,5 cm pour quatre heures de coup de feu.

On adopte :e_p=15cm

❖ **Condition de la flèche :**

Si $L \leq 5m$ ➔ $f \leq \frac{}{500}$

Si $L > 5m$ ➔ $f \leq \frac{}{1000} + 0.05$

Remarque :

Le calcul et la vérification de la flèche seront effectués ultérieurement.

❖ **Isolation phonique : [2]**

Selon les règles techniques « **CBA93** » en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.
On limite donc notre épaisseur à : **15 cm**.

Conclusion :

Après avoir vérifié toutes ces condition, on adopte : $\mathbf{e_p = 15cm}$

II.3.Evaluation des charges et surcharges :[3]

II.3.1.Plancher Terrasse :

II.3.1.1.Charges permanentes :

Tableau II.1.Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux).

N^0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	18	0.90
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				**6.50**

Surcharge d'exploitation Q=1kN/m^2 la terrasse est inaccessible

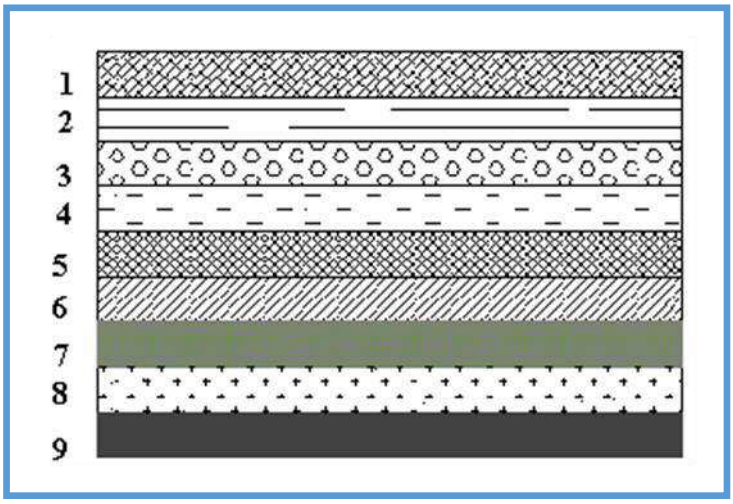


Fig. II.3 : Composants d'un plancher terrasse.

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine).

N⁰	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m³)	Poids surfaciques (KN /m²)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.05	18	0.9
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
5	Forme de pente	0.10	22	2.20
6	Film polyane	-	-	0.01
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				**7.45**

Surcharge d'exploitation Q=1kN/m^2

II.3.2.Plancher courant (corps creux) :

II.3.2.1.Charges permanentes :

Tableau II.3. Charges permanentes du plancher courant (corps creux)

N^0	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison légère	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.00**

Surcharge d'exploitation $Q=1.5KN/m^2$

Tableau II.4 : Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine).

N^0	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
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	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison légère + enduit de ciment	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.95**

Surcharge d'exploitation de balcon de l'étage courant Q = 3.5 KN/m^2**.**

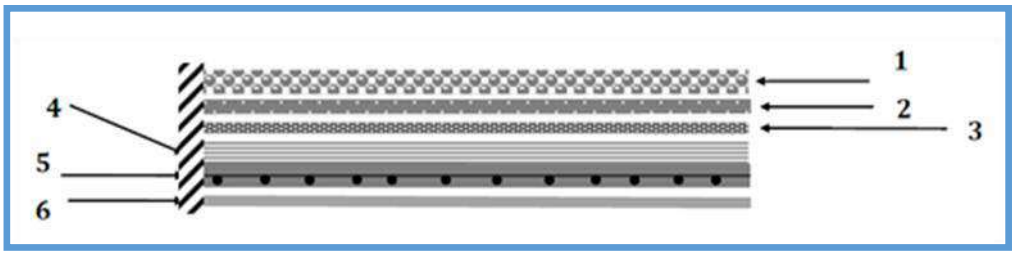


Fig.II.4 : composants d'un Plancher de dalle pleine de la terrasse.

II.3.3.Maçonnerie :

a. Murs extérieurs (doubles-cloisons) :

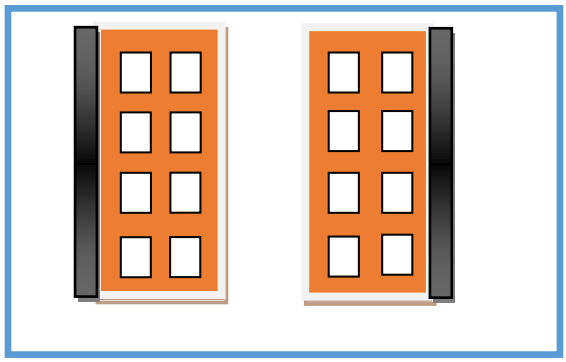


Fig.II.5. Mur double cloison.

Tableau II.5 : Charges permanentes du mur double cloison.

N^0	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	2×0.36
2	Brique creuse	0.10	-	2×0.9
3	Lame d'aire	0.10	-	-
Charge permanente G				2.52

b.Murs intérieurs (simples-cloisons) :

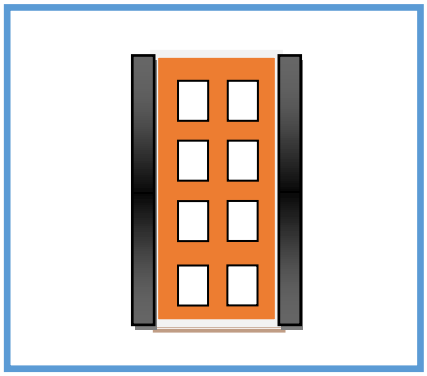


Fig.II.6. Mur simple cloison.

Tableau II.6 : Charges permanentes du mur simple cloison.

N^0	Composant	Épaisseur (m)	ds volumiques (KN/m3	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36×2
2	Brique creuse	0.10	-	0.90
Charge permanente G				1.62

II.4. PRÉDIMENSIONNEMENT :

II.4.1. Les portiques :

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les Poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

A)-Les poutres :

Les poutres sont généralement de section rectangulaire ou en « T »

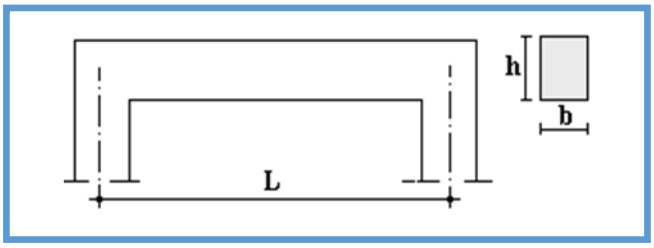


Fig II.7 : Schéma de la poutre

1. Poutres principales (porteuses) :

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h: La hauteur de la section.

b: La largeur de la section.

Détermination de la hauteur « h » :

Type 1:

On a:L=5.10m

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \longrightarrow 34cm \leq h \leq 51cm$

On adopte: h=40cm

Détermination de la largeur « b » :

$0.3h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 12cm \leq b \leq 28cm$

On adopte : b=30cm

Type 2:

On a:L=5.60m

$\frac{}{15} \leq h \leq \frac{}{10} \longrightarrow 37.33cm \leq h \leq 56cm$

On adopte: h=45cm

Détermination de la largeur « b » :

$0.3h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 13.5cm \leq b \leq 31.5cm$

On adopte: b=30cm

Vérification selon le «RPA 99 version 2003 ►►Art [7.5.1] ◄◄ » : (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$b \geq 20cm \longrightarrow$ b=30cm>20cm…….....Vérifier

$h \geq 30cm \longrightarrow$ h=40cmet 45 cm>30cm……..Vérifier

$\frac{}{} \leq 4 \longrightarrow \frac{40}{30} = 1.33 \quad \frac{45}{30} = 1.5 < 4$ ……..Vérifier

$b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1 \longrightarrow$ 30<1.5×40+30=90 cm et 1.5×45+30=97.5 cm……. Vérifier

-Condition de rigidité *:*

On doit vérifier que : $\frac{}{} > \frac{1}{16}$

$\frac{40}{510} = 0.078 \quad \frac{45}{560} = 0.080 > 0.062$……Vérifier

Remarque :

Le calcul et la vérification de la flèche seront effectués ultérieurement.

2. Poutres secondaires (non porteuses) :

- $\frac{}{15} \leq h \leq \frac{}{10}$
- $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h: La hauteur de la section.

b: La largeur de la section.

Détermination de la hauteur « h » :

On a:L=5.10m

$\frac{}{15} \leq h \leq \frac{}{10} \longrightarrow 34cm \leq h \leq 51cm$

On adopte: h=35cm

Détermination de la largeur « b » :

$0.3h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 10.5cm \leq b \leq 24.5cm$

On adopte : b=30cm

Vérification selon le «RPA 99 version 2003►►Art [7.5.1] ◄◄ » : (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- $b \geq 20cm \longrightarrow$ b=30cm>20cm…….. Vérifier
- $h \geq 30cm \longrightarrow$ h=35cm>30cm…… Vérifier
- $\frac{}{} \leq 4 \longrightarrow \frac{35}{30} = 1.17 < 4$……..…….. Vérifier
- $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1 \longrightarrow$ 30<1.5×35+30=82.5cm……...……..Vérifier

-Condition de rigidité *:*

On doit vérifier que : $\frac{}{} > \frac{1}{16}$

$\frac{35}{390} = 0.089 > 0.062$……Vérifier

<u>Remarque :</u>

Le calcul et la vérification de la flèche seront effectués ultérieurement.

Conclusion :

1-toutes les vérifications de **R.P.A 99** sont satisfaisantes.

2-Toutes les conditions sont vérifiées on adopte les sections :

- ✓ Poutres principales type 1 (Sens porteur) : (bxh) = (30x40) cm^2.
- ✓ Poutres principales type 2 (Sens porteur) : (bxh) = (30x45) cm^2.
- ✓ Poutres secondaires (Sens non porteur) : (bxh) = (30x35) cm^2

B)-LES POTEAUX :

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on utilise un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but l'évaluation des actions de pesanteur des charges permanentes et d'exploitation, c'est pourquoi le pré dimensionnement des poteaux se fait sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

Le CBA 93 préconise de prendre la section réduite des poteaux telle que :

- ✓ Br = (b – 2) (h – 2) → section rectangulaire.
- ✓ Br = π (D – 2)² / 4 → section circulaire.

1. Etapes de pré dimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Le pré dimensionnement de la section transversale des poteaux doit satisfaire aux conditions du RPA.99 version 2003 : ►► [Art 7.4.1] ◄◄ [1] suivantes :(Pour les poteaux rectangulaires (carrés))

✓ Min (b1, h1) ≥ 25 cm. (Zone I et IIa)

✓ Min (b1, h1) ≥ 30 cm. (Zone IIb et III)

✓ Min (b1, h1) $\frac{}{20}$.

✓ $\frac{1}{4}$ $\frac{1}{1}$ 4

✓ Détermination de la surface reprise par le poteau.

✓ Détermination de charge et surcharge revenant à ce poteau.

✓ Une majoration de 10 % de charges évaluées pour les poteauxintermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments demoins de trois travées. **[1] (Art B.8.1.1).**

✓ Vérifier $N_u \le \alpha\left[\frac{B_r.f_{c28}}{0{,}9.\gamma_b}+\frac{A.f_e}{\gamma_s}\right]$ **(CBA93 [B.8.4.1]) [2]**

A : section d'acier comprime prise en compte dans le calcul A=$\frac{}{1000}$

Br : section réduite du poteau obtenue en déduisant de la section réelle un centimètre d'épaisseur sur tout son périphérique.

N_u: Effort normal ultime (compression) =*1,35G+1,5Q*.

✓ γ_b: Coefficient de sécurité pour le béton

γ_b=*1,50*…….. (Situation durable).

✓ γ_s: Coefficient de sécurité pour l'acier

γ_s=*1,15*…….. (Situation durable).

✓ *fe*: Limite élastique de l'acier *(fe=400MPa)*.

✓ *fc28* : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours*(fc28=25MPa)*.

✓ fc28 et fe : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

✓ As : Section d'armatures dans le poteauprise égale à 0,1% de la section réelle du poteau.

✓ **α :** Coefficient en fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs Suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0{,}2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} \textbf{ pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 \textbf{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Avec : = — :c'est l'élancement mécanique. 1483156.2

$\mathbf{L_f = 0.7L_0}$:cest la longueur de flambement.

i= —— :cest le rayon de giration ;où :

i = —— I=—— (poteau carré).

i = — I= —— (poteau circulaire).

2. Décente des charges :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs).

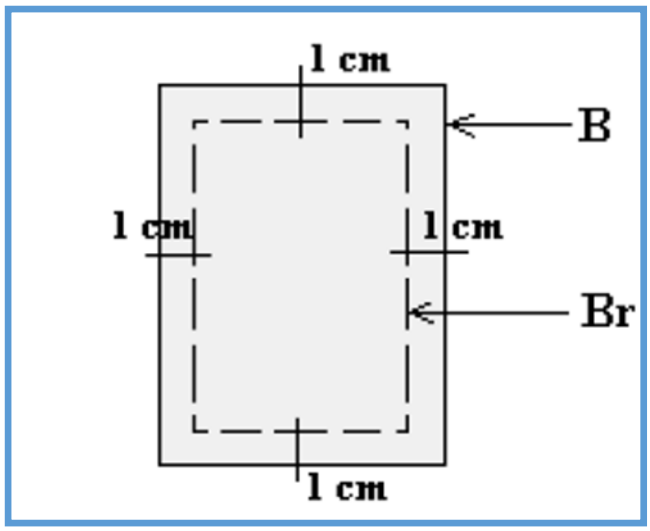


Fig. II.8 : Section réduite du poteau.

Tableau II.7.calcul de l'effort

	Dimension	Br (mm^2)	L_0	L_f	i	λ	α	$A_S(mm^2)$	¯ (KN)
5eme étage	35×35	108900	2.66	1.862	0.101	18.436	0.805	122.5	1657.72
4eme étage	35×35	108900	2.66	1.862	0.101	18.436	0.805	122.5	1657.72
3eme étage	40*40	144000	2.66	1.862	0.115	16.191	0.815	160.0	2224.73
2eme étage	40*40	144400	2.66	1.862	0.115	16.191	0.815	160.0	2224.73
1er étage	45*45	144400	2.66	1.862	0.130	14.323	0.822	202.5	2872.49
RDC	45*45	184900	2.66	1.862	0.130	14.323	0.822	202.5	2872.49
Sous-sol	50*50	250000	2.15	1.505	0.144	10.451	0.835	250.0	3938.35

a. Choix du poteau le plus sollicité :

Après une comparaison préliminaire, on constate que le poteau le plus sollicité est : 3-Bqui a une forme carré.

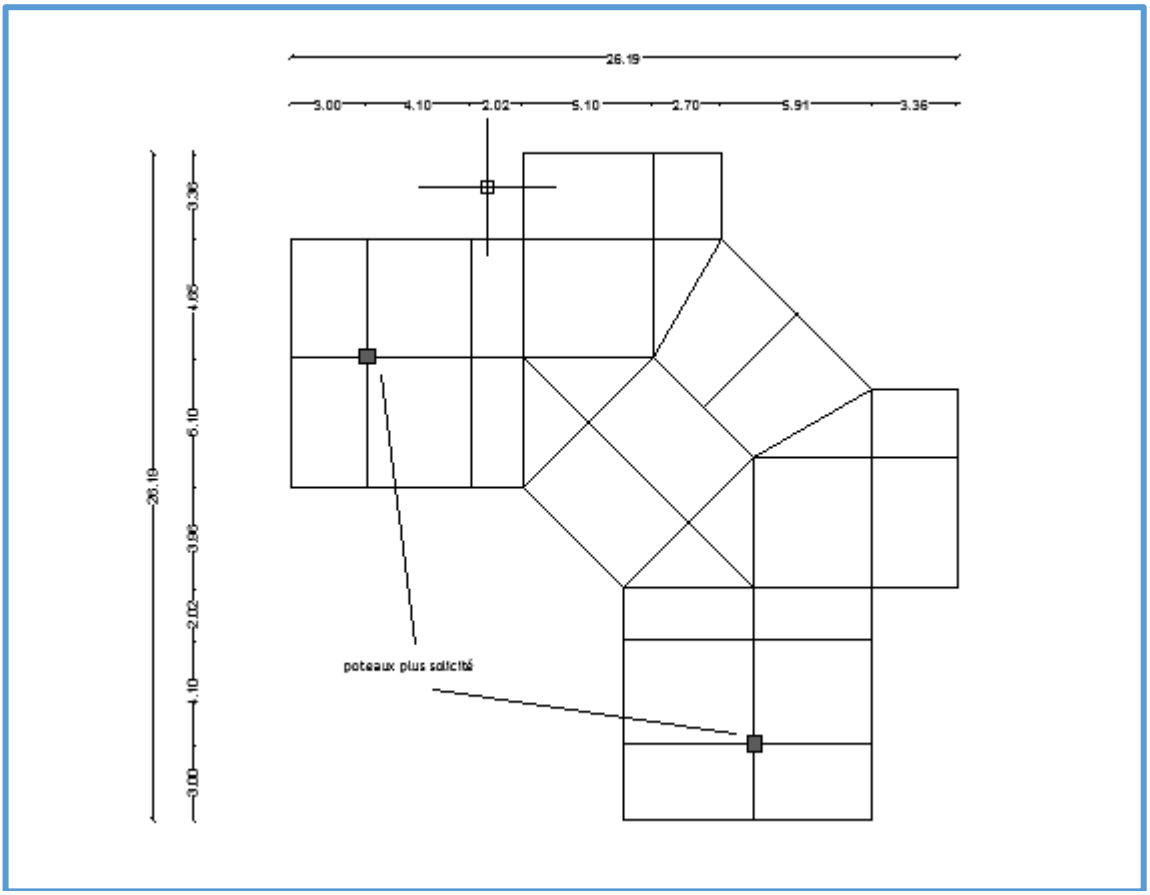


Fig. II.9 : représentation du poteau le plus sollicité

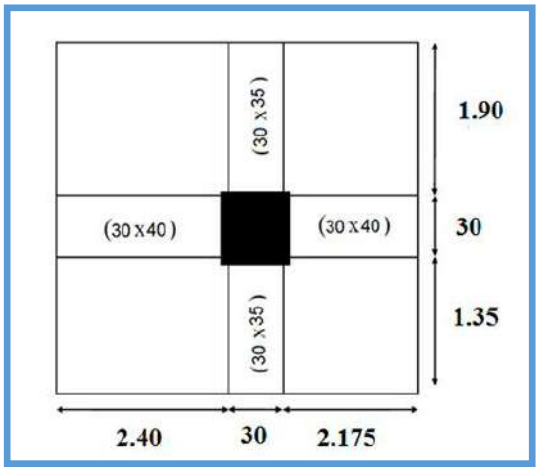


Fig. II.10 : surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité

On a :

- La surface Complete du plancher :

S_t= (2.40+0.3+2.175) × (1.35+0.30+1.9) =17.31m^2

- La surface du plancher seulement :

S_P=(2.40+2.20)× (1.375+1.90) = 15.065 m^2

Donc finalement on a **S_t= 17.31 m²** et **S_P=15.065 m²**

2 .b. Détermination des Charge permanente :

-5eme étage G_5= $G_{plancher\ t}$ + $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau}
-4eme étage G_4= $G_{plancher\ t}$+ $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau}+G_5
-3eme étage G_3= $G_{plancher\ t}$ + $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau}+G_4
-2eme étage G_2= $G_{plancher\ t}$+ $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau}+G_3
-1er étage G_1= $G_{plancherC}$+ $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau}+G_2
-RDCG_0= $G_{plancher\ C}$+ $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau} +G_1
- S/SolG_s= $G_{plancher\ C}$+ $G_{POUTRE\ (P+S)}$ +G_{poteau} +G_0

$G_{plancher\ t\ ou\ c}$ = poids de plancher terrasse*$S_{plancher\ t\ ou\ c}$

$G_{(poutres\ principales\ ou\ secondaires)}$ =b*h*L*poids volumique du béton armé

$G_{(poteau)}$= b*h*he* poids volumique du béton armé

Poids volumique du béton armé =25 KN/m^3

Tableau. II.8. Détermination des charges permanentes

Niveau	H (m)	S_{poteau} (m^2)	$G_{plancher}$ (KN)	$G_{poutres\ p}$ (KN)	$G_{poutres\ s}$ (KN)	G_{poteau} (KN)	G_{niveau} (KN)	$G_{cumules}$ (KN)
5^{eme}étage	3.06	0.1225	97.923	13.575	8.400	9.371	129.269	129.269
4^{eme}étage	3.06	0.1225	90.390	13.575	8.400	9.371	121.736	251.005
3^{eme}étage	3.06	0.1600	90.390	13.425	8.269	12.240	124.324	375.329
2^{eme}étage	3.06	0.1600	90.390	13.425	8.269	12.240	124.324	499.653
1^{eme}étage	3.06	0.2025	90.390	13.275	8.138	15.491	127.294	626.947
RDC	3.06	0.2025	90.390	13.275	8.138	15.491	127.294	754.241
S/Sol	2.55	0.2500	90.390	13.125	8.006	19.125	130.646	884.887

II.4.1.1. Détermination des sur charges d'exploitation : selon le DTR►►Art [B.C.2.2] ◄◄ [3]

Loi de dégression :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels où commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05).

$$= {}_0 + \frac{3+}{2}\ {}_{=1}$$

Le coefficient $\frac{3+}{2}$ étant valable pour n ≥ 5.

Cette équation est donnée par **« DTR C.2.2 » [3].**

Avec :

Q : Charge d'exploitation.
n: Nombre d'étage.
Q_0: La structure d'exploitation sur la terrasse.
Q1 , Q2 ,……, Q_n: Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Les surcharges des planchers sont différentes :

a) 5^{eme} étage Q_0
b) 4^{eme} étage Q_0+Q_1
c) 3^{eme} étage $Q_0 + 0.95\ (Q_1 + Q_2)$
d) 2^{eme} étage $Q_0 + 0.90\ (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
e) 1^{er} étage $Q_0 + 0.85\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

f) RDC $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

g) S/Sol $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Application numérique :

Terrasse inaccessible……. $Q = 1$ KN/m^2

Etage courant……..$Q = 1.5$ KN/m^2

RDC…….$Q = 1.5$ KN/m^2

S/Sol ……$Q = 1.5$ KN/m^2

a) 5ème étage $Q_5 = 17.31 \times 1 = 17.31$ KN

b) 4ème étage $Q_4 = 17.31 + 1.5 \times 17.31 = 43.275$ KN

c) 3eme étage $Q_3 = 17.31 + 0.95 (1.5 \times 17.31 \times 2) = 66.644$ KN

d) 2eme étage $Q_2 = 17.31 + 0.90 (1.5 \times 17.31 \times 3) = 87.416$ KN

e) 1er étage $Q_1 = 17.31 + 0.85 (1.5 \times 17.31 \times 4) = 105.591$ KN

f) RDC $Q_0 = 17.31 + 0.80 (1.5 \times 17.31 \times 5) = 121.170$ KN

g) S/Sol $Q = 17.31 + 0.75 (1.5 \times 17.31 \times 6) = 134.153$ KN

Tableau II.9. Détermination des surcharges d'exploitation.

Etage	5	4	3	2	1	RDC	S/Sol
Q(KN)	17.310	43.275	66.644	87.416	105.591	121.170	134.153

II.4.1.1. L'effort normal a l'état limite ultime :

L'effort normal doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité.

$N_{ultime} = 1.35G + 1.5Q$

$N_u = 1.1N_{ultime}$

Tableau II.10. Calcul de N_{ultime} et Nu.

G(KN)	Q(KN)	N_{ultime}(KN)	$1.1N_{ultime}$(KN)	$\overline{\quad}$(KN)	$1.1N_{ultime} \leq \overline{\quad}$
129.269	17.310	200.478	220.525	1657.72	vérifiée
251.005	43.275	403.769	444.146	1657.72	vérifiée
375.329	66.644	606.660	667.326	2224.73	vérifiée
499.653	87.416	805.655	886.221	2224.73	vérifiée
626.947	105.591	1004.764	1105.241	2872.49	vérifiée
754.241	121.170	1199.980	1319.978	2872.49	vérifiée
884.887	134.153	1395.826	1535.409	3938.35	vérifiée

Vérification selon le RPA9 (version 2003) ►► [Art 7.5.1] ◄◄ [1]:

- S/Sol:

Les poteaux de section (50x50) cm2

✓ Min (50, 50) > 30 cm ……**(c .v.)**

✓ Min (50, 50) $> \frac{}{20} = \frac{255}{20} = 12.75$ cm … **(c .v.)**

✓

✓ $\frac{1}{4} < - = \frac{50}{50} = 1 < 4$ ……...**(c .v.)**

- RDCet 1er étage :

Les poteaux de section (45x45) cm2

✓ Min (45, 45) > 30 cm ……**(c .v.)**

✓ Min (45, 45) $> \frac{}{20} = \frac{306}{20} = 15.30$ … **(c .v.)**

✓ $\frac{1}{4} < - = \frac{45}{45} = 1 < 4$ ……...**(c .v.)**

- 2eme étageet 3eme étage:

Les poteaux de section (40x40) cm2

✓ Min (40, 40) > 30 cm ……**(c .v.)**

✓ Min (40, 40) $> \frac{}{20} = \frac{306}{20} = 15.30$ cm … **(c .v.)**

✓ $\frac{1}{4} < - = \frac{40}{40} = 1 < 4$ ……...**(c .v.)**

- 4eme étage et 5eme étage :

✓ Min (35, 35) > 30 cm ……**(c .v.)**

✓ Min (35, 35) $> \frac{}{20} = \frac{306}{20} = 15.30$ … **(c .v.)**

✓ $\frac{1}{4} < - = \frac{35}{35} = 1 < 4$ …….. **(c .v.)**

Résultat :

Les sections des poteaux sont satisfaites aux conditions de RPA99 version 2003 [1].

Conclusion :

On adopte la section des poteaux suivante :

- (bxh) = (35×35) cm^2 pour 4eme étage et 5eme étages.
- (bxh) = (40×40) cm^2 pour 2eme étage et 3eme étage**.**
- (bxh) = (45×45) cm^2 pour RDC et 1er étage .
- (bxh) = (50×50) cm^2 pour S-sol.

Vérification des sollicitations normales : selon RPA99 version2003►► [Art 7.4.3.1] ◄◄

Et d'autre part ART 7.4.3.1 des RPA 99/V2003 outre les vérifications prescrites par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcule est limité par la condition suivante :

$$= \frac{}{\times \quad 28} \quad 0{,}3$$

Avec :

- : effort normal réduit.
- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton
  $N_d = 1{,}1 \times N_u$, **(**$N_d = 1{,}1.\ (N_G + N_Q)$**)**
- B_c:l'air (section brute) de cette section de béton ⟶ $B_c = b \times b$.
- fc28 = 25 MPa.

Tableau .II.11.Vérifications des sollicitations normales.

Etage	Section	N_d (N)	B_c(mm²)		≤0,3
5ème étage	35*35	220525	108900	0.081	C.V
4ème étage	35*35	444146	108900	0.163	C.V
3ème étage	40*40	667326	144400	0.184	C.V
2ème étage	40*40	886221	144400	0.245	C.V
1ème étage	45*45	1105241	184900	0.239	C.V
RDC	45*45	1319978	184900	0.285	C.V
S/Sol	50*50	1535409	230400	0.266	C.V

Vérification aux zones nodales : selon RPA99 version2003►► [Art 7.5.1] ◄◄

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1{,}5h_1 + b_1$
- $d \leq \text{Max}\ (b_1/2; h_1/2)$

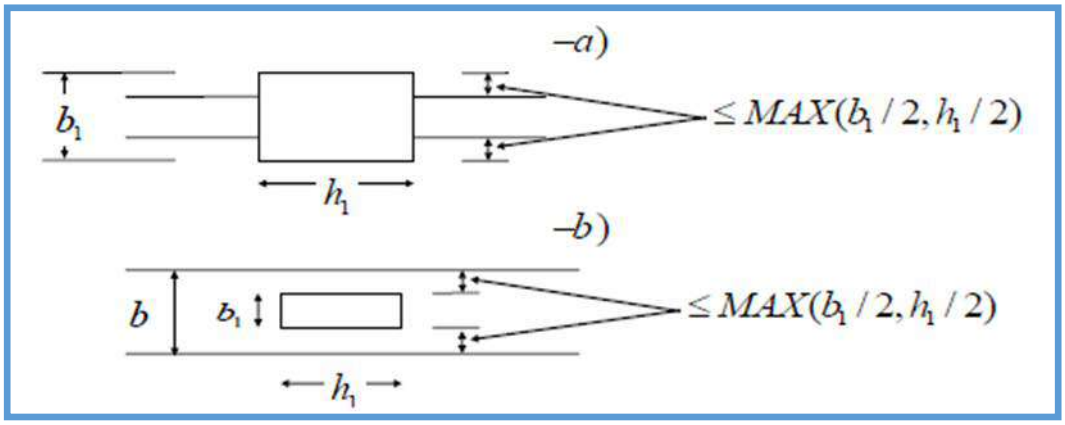


Fig.II.11 : Zones nodales

Tableau II.12. Vérification aux zones nodales

Etage	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$	d (cm)	Max (b1/2;h1/2)	d ≤ Max (b1/2;h1/2)
4^{eme}et 5^{eme}	30	35	35	C.V	2.5	17.5	C.V
2^{eme}et 3^{eme}	30	40	40	C.V	5	20	C.V
RDC et 1^{er}	30	45	45	C.V	7.5	22.5	C.V
S/Sol	30	50	50	C.V	10	25	C.V

II.4.2.Les voiles :

II.4.2.1.PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Le Pré dimensionnement des voiles en béton armé sera justifié par l'article 7.7.1 du RPA99 [1]. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.)

On considère comme voiles les éléments satisfaisants 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'étages h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

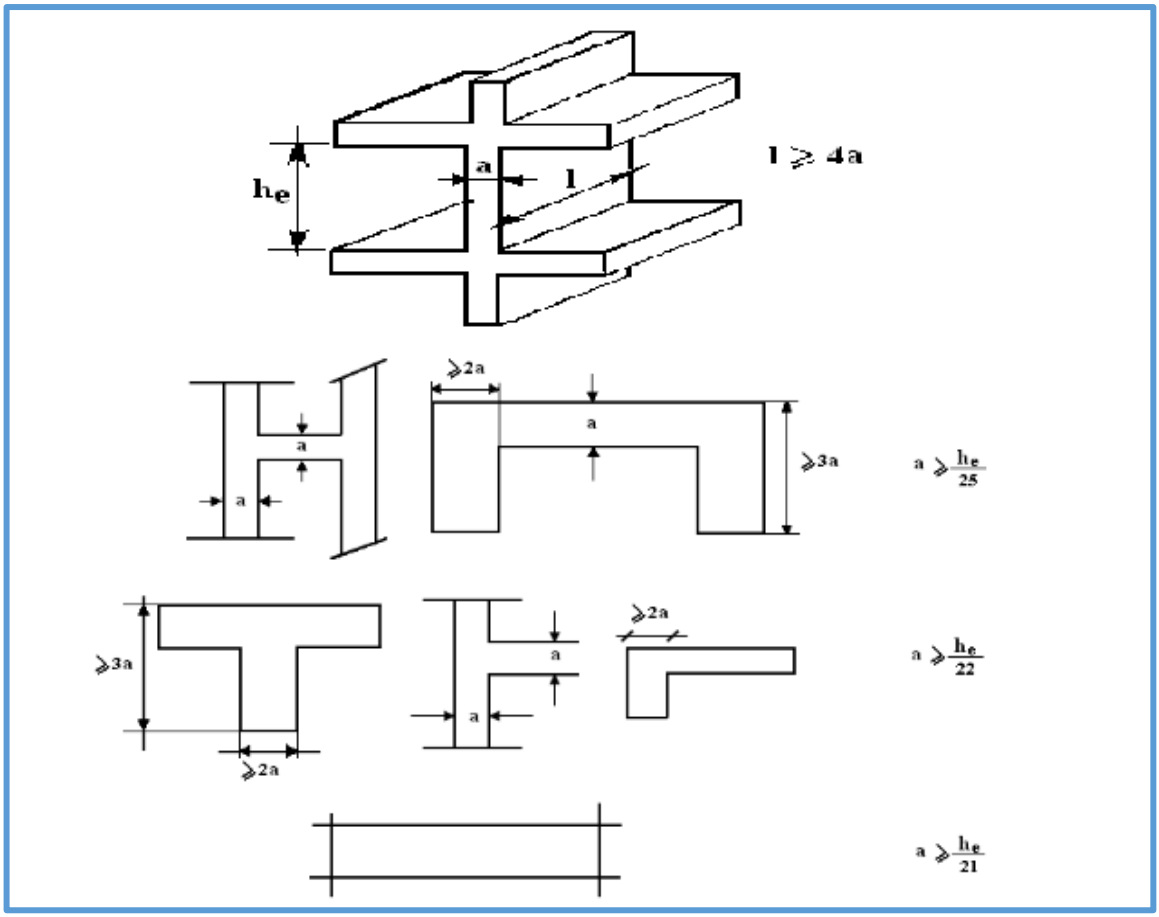


Fig. II.12 : Coupes des voiles en plan

Donc:

- ✓ he= 3.06-0.35=2.71m.
- ✓

On adopte: a =15 cm

CHAPITRE III :
Calcules des éléments secondaires

III.1. L'ACROTERE :

III-1-1 Définition :

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

Observation :

L'acrotère à considérer comme étant une console encastrée au plancher terrasse, il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1 kN/m due à la main courante.

Le calcul se fait par une bande de 1ml.

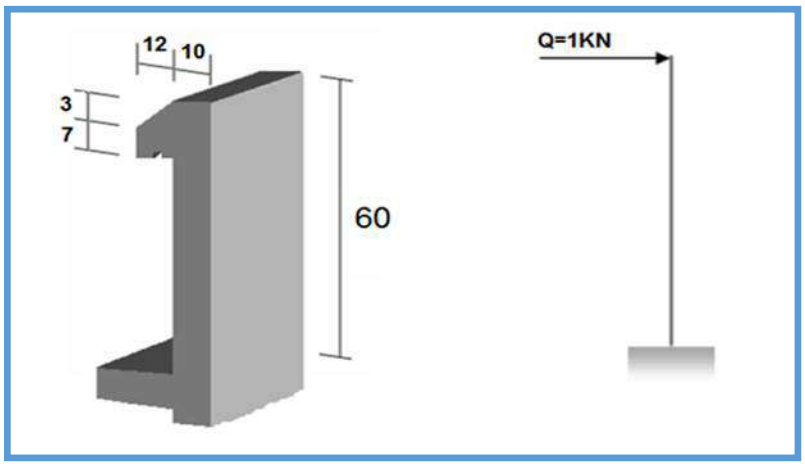


Fig.III.1 :L'acrotère.

III.1.2. Charges et surcharges :

$G_{acrotère}$ = poids volumique de béton*la surface

$$G_{acrotère} = 25\times (0.1\times 0.60+\frac{0.03\times 0.12}{2} + 0.07 \times 0.12)=1.755KN/ml$$

Surcharges (main courante) : Q = 1KN/m

III .1.3.Détermination des efforts :

Tableau III.1 : Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS.

E.L.U	
L'effortnormal :	N_u =1,35×G =1,35×1,755 =2,36KN
Moment d'encastrement :	M_u =1,5×Q× h = 1,5×1×0,6 =0,9KN.m
L'effort tranchant :	T_u=1,5×Q =1,5×1 =1,5KN
E.L.S	
L'effort normal :	N_s =G =1,755KN
Moment d'encastrement :	M_s =Q× h =1×0,6 =0,6KN.m
L'effort tranchant :	T_u=Q =1KN.m

III .1.4. Calcul du ferraillage :

Le calcul de ferraillage se fait pour une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée.

Les dimensions ainsi que les valeurs de résistances caractéristiques des matériaux sont présentées dans le tableau suivant :

Dimensions			**Résistances caractéristiques**		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
b	100	cm	F_{c28}	25	M Pa
h	10	cm	F_e	400	M Pa
c_1	2.5	cm	σ_b	14.17	M Pa
c’	2.5	cm	σ_s	348	M Pa
/	/	/	γ_s	1.15	/
/			γ_b	1.5	/
Longueur de flambement			**Sollicitations**		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
L_0	0,6	m	N_u	2,369	KN
L_f	1,2	m	M_u	0,9	KN.m
/			N_s	1,755	KN
/			M_{ser}	0,6	KN.m

a) à l’état limite ultime :

1. Calcul de l’excentricité :

e_0 =— =$\frac{\ ,\ \times}{\ }$ =38,00cm

Où l'enrobage est:**c= c_1 = 2,5 cm**

On a: **e_0= 38,00cm >– – c =**$\frac{10}{2}$ 2.5 **=2,5cm**

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

2. Calcul du moment de flexion :

e =e_0+– – c

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

Donc : e = 0.405m

M_u =N_u× e =0.96KN.m

3. Calcul des armatures verticales :

Le calcul se fait en flexion simple :

$\mu = \frac{\quad}{\quad} = \frac{\quad}{\quad} = 0.012 < \mu_l = 0.392$ (du tableau) $\longrightarrow$ $A_1' = 0$.

$\longrightarrow$ du tableau on a : $\beta = 0.994$ et $\alpha = 0.0151$

$\longrightarrow$ $\sigma_s = \quad = 348$ M Pa

$A_1 = \frac{\quad}{\quad} = \frac{0{,}96 \cdot 10^6}{0{,}994 \cdot 75 \cdot 348} = \mathbf{37\ mm^2 = 0.37 cm^2}$

N : effort de compression, alors :

$A = A_1 - \frac{\quad}{\quad} = 37 - \frac{2{,}36 \cdot 10^3}{348} = \mathbf{30{,}19 mm^2 = 0{,}30 cm^2}$

Et $A' = A'_1$ $\longrightarrow$ $A' = 0$.

Donc :

$$\begin{cases} A = 0.3 cm^2 \\ A' = 0 \end{cases}$$

Condition de non fragilité :

$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = \mathbf{1 cm^2} > A = \mathbf{0.30 cm^2}$

Donc : $A = A_{min} = 1.00\ cm^2$

On adoptera: $A_1 = 5HA8 = 2.31\ cm^2$.

Armatures de répartition :

Ona : $\frac{\quad}{4} \leq A_r \leq \frac{\quad}{2}$ $\longrightarrow$ $0.58 \leq A_r \leq 1.16$

Donc, on prendra : $A_r = 4\Phi 6 = 1.13\ cm^2$

Espacement :

$\mathbf{S_t = 20cm \leq S_{min} = min\ [3h = 36cm;\ 33cm] = 33cm}$

$\mathbf{S_{tr} = 15cm \leq S_{minr} = min\ [4h = 48cm;\ 45cm] = 45cm}$

b) Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Calcul de l'excentricité :

$$\text{On a : } e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.755} = 34.19 cm$$

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

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_0 \upsilon_2}$

Où : $B_o = b.h + 15\,(A + A') =$ **1034,65 cm².**

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + A_s d)\right] =$ **5,084 cm.**

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 =$ **4,916 cm.**

$$I = \frac{b}{3}\,(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A\,(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] =$$ **8542.60 cm².**

Alors : $\frac{I_G}{B_0 \upsilon_2} =$ **1,680 cm.**

Donc : $e_0 =$ **34,19 cm** $\geq \frac{I_G}{B_0 \upsilon_2} =$**1,680 cm** $\Rightarrow$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 $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

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

Détermination de y_1 :

Pour déterminer y il faut résoudre l'équation :

$y_2^3 + py_2 + q = 0$….."*"

Telsque :

$p = -3c^2 - 90\frac{A}{b}(d - c) \Rightarrow$**p = -1791.84 cm²**

Et $q = -2c^3 - 90\frac{A}{b}(d - c)^2 \Rightarrow$**q = 21720.6 cm².**

Où :

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 = – – e = - 29,18cm < 0**".

D'où l'équation "*" devient : $\mathbf{y_2^3 + (-1791.84)\, y_2 + 21720.6 = 0}$

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante :

$0 < y_1 = y_2 + c < h$

$\mathbf{y_1}$: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27}^3 = -38{,}052 \times 10^7 \quad \alpha = 138.07^\circ \Longrightarrow \begin{cases} \text{Cos } \alpha = \frac{3}{2} \quad \overline{3} = -0.744 \\ a = 2 \quad \frac{}{3} = 48.88 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont :
$$\begin{cases} a \cos\left(\frac{}{3}\right) = 33{,}94 \text{ cm} \\ y_2 = \quad a\cos\left(\frac{}{3}+120\right) = -47{,}43\text{cm} \\ a \cos\left(\frac{}{3}+240\right) = 13{,}49\text{cm} \end{cases}$$

Finalement, on trouve :

$y_2' = 33{,}94$ cm

$y_2'' = -47{,}43$cm rejetée parce que $(y_2 + c < 0)$

$y_2''' = 13{,}49$cm rejetée parce que $(y_2 + c < 0)$

D'où alors : $0 < \mathbf{y_1} = 33{,}94 + (-29.18) = \mathbf{4{,}76\ cm} < \mathbf{h} = 10$ cm

Donc on prend :
$$\begin{cases} \mathbf{y_2 = 33{,}94\ cm} \\ \mathbf{y_1 = y_2 + c = 4{,}76\ cm} \end{cases}$$

En revanche on a : $k = \frac{N}{Sxx}$

Avec ; $S_{xx} = \frac{by_1^2}{2} + 15\,[A'_s(y_1 - c') - A_s(d - y_1)]$. $\Rightarrow \mathbf{S_{xx} = 1037{,}939\ cm^3}$

D'où alors : $k = 1755/1037939 \Rightarrow \mathbf{k = 1{,}69 \times 10^{-3}\ N/mm^3}$

Donc : $\sigma_b = k y_1 = (1{,}69 \times 10^{-3}) \times 21.5 \Rightarrow \boldsymbol{\sigma_b = 0.08\ MPa}$

Et: $\sigma_s = 15\ k\ (d - y_1) = (15 \times 1{,}69 \times 10^{-3}) \times (75 - 47{,}6) = \mathbf{0{,}69\ MPa}$

$\sigma_s = 15k\ (y_1 - c) = (15 \times 39.78 \times 10^{3}) \times (21.5 - 75) =$

Donc, on obtient :

$\sigma_b = 0{,}08 MPa \leq \bar{\sigma}_b = 0{,}6\ f_{c28} = 15\ MPa$ **(c.v).**

$$\bar{\sigma}s = \text{Min}\left[\frac{2}{3} fe = 333{,}33\,\text{MPa}\,;\, 110\sqrt{\eta f tj} = 201{,}633\,\text{MPa}\right] = 201{,}633\,\text{MPa}$$

Avec $\eta = 1.6$ (fissuration préjudiciable).

$\sigma_s = 0{,}69 MPa \leq$ **(c.v)**

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

III.1.5.Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$T = V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0.90}{0.9 \cdot 0.075} \Rightarrow T = -11.83 < 0$$

Alors : les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

On doit vérifier que :$\boldsymbol{\tau_u} \leq$ telles que :

$$\boldsymbol{\tau}_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02\,\text{MPa}$$

Et : = min [0,15$\frac{28}{}$; 4 Mpa] = 2,5 Mpa (la fissuration est préjudiciable**)**

D'où alors : $\tau u = 0{,}02\ Mpa < \tau_u = 2{,}5 Mpa$

Donc : le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de l'acrotère au séisme : selon RPA99 version2003►► [Art6.2.3] ◄◄

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

$F_p = 4.A.C_p.W_p$

A = coefficient d'accélération : F (groupe d'usage 2, zone sismique IIa).

C_p = facteur de force horizontale.
W_p =poids de l'acrotère pour une bande de 1 m de largeur.
A = 0.15
C_p = 0.3
W_p = 1,755 KN
F_p= 4.A.C_p.W_p= 4×0.15×0.3×1.755 =0.32 KN < 1.5Q =1.5 KN
Donc :
L'acrotère résiste à la force sismique.

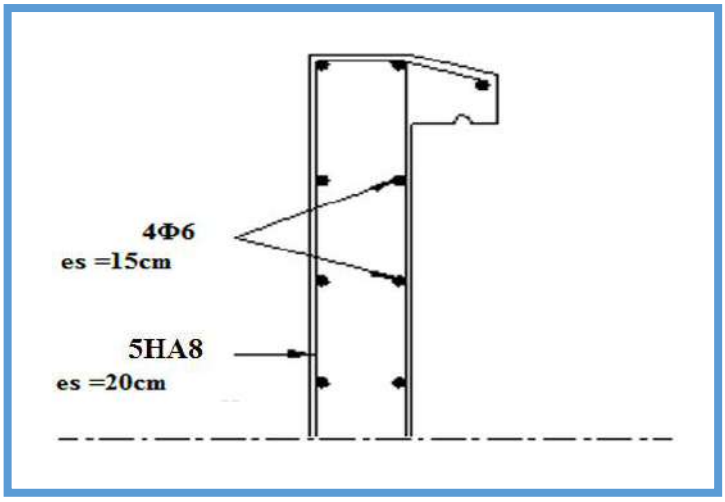


Fig.III.2 : Ferraillage de l'acrotère

III.2.L'escalier :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

Pour notre bâtiment, un seul type d'escaliers est utilisé : les escaliers droits à trois volées.

Les escaliers sont constituent par deux composent (palier et paillasse)

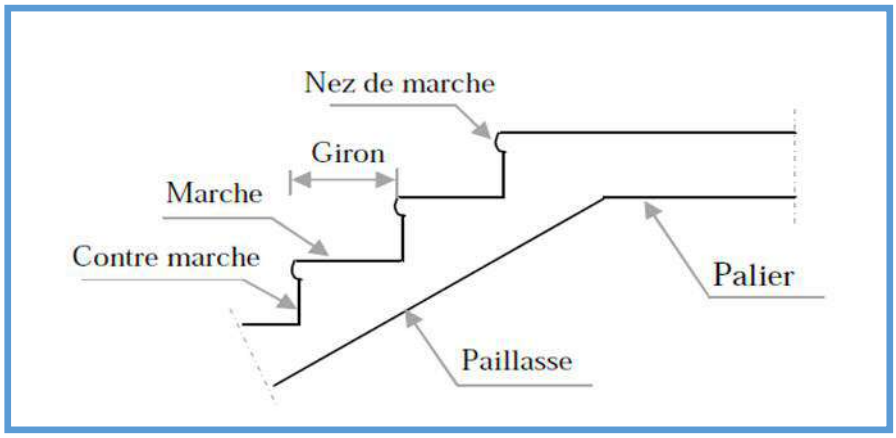


Fig .III.3: Coupe d'un escalier.

III.2.1.Dimensionnement :

Pour les dimensions des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de BLONDEL : $60 \leq g + 2h \leq 64$

Il porte un palier et une paillasse.

$h = -$ et $g = \frac{}{1}$

n : nombre de contres marches.

$x = g + 2h \Rightarrow 2H.(n-1) + n.L = x.n.(n-1)$

On pose :

$x.n^2 - (x + 2H + L).n + 2H = 0 \ldots (*)$

Pour la formule générale (*) : $60\ cm \leq g + 2h \leq 64\ cm$

On prend $g+2h = 64$ m.

On prend le volée le plus défavorable (2éme volée) :

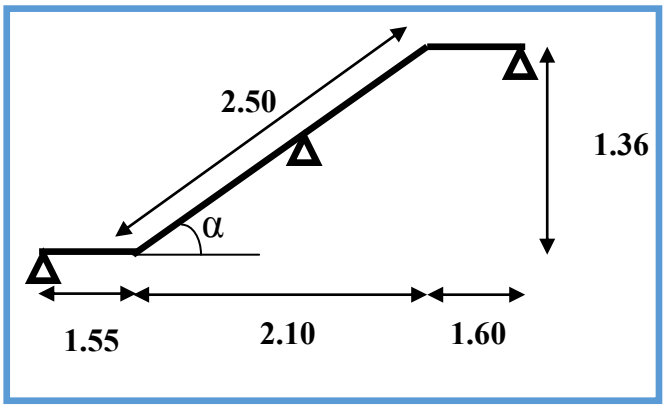


Fig. III.4 : Modélisation de 2ème volée à trois appuis

2ème volée :

$64n^2 - (64 + 2\times136 + 210).n + 2\times136 = 0$

$64n^2 - 546.n + 272 = 0 \Rightarrow n = 8$

Nombre de marches: $n - 1 = 7$

Hauteur de la marche: $h = - = \frac{1.36}{8} = 0.17$

Le giron: $g = \frac{}{1} = \frac{210}{7} = 30$

Vérification de la formule de blondel :

$60 \leq g + 2h \leq 64 \longrightarrow 60 \leq 30 + 2\times17 = 64 \leq 64$

Vérification d'inclinaison α :

$Tg\ \alpha = - = \frac{136}{210} = 0.647 \longrightarrow \alpha = 32.92^\circ$

Longueur de la paillasse ep :

$L_{total} = \sqrt{(1.36)^2 + (1.05)^2} + 1.60 = 2.85m.$

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

L_{total} / 35 ≤e_p ≤ L_{total} / 30 ⟶ 8.14 ≤ e_p≤ 9.50

On adopte**: e_p = 15 cm.**

III.2.1.1.le palier :

Le tableau ci-dessous représente la charge permanente de plier de l'escalier :

Tableau III.2.Évaluation de charge permanente de palier de l'escalier

	Désignations	épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	carrelage grés céramique	0,02	22	0,44
2	mortier de pose	0,02	20	0,40
3	lit de sable	0,03	18	0,54
4	dalle en béton arme	0,15	25	3.75
5	enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				**5.49**

La charge permanente de palier G=5.49KN/m^2

III.2.1.2.la paillasse :

Le tableau ci-dessous représente la charge permanente de paillasse de l'escalier :

Tableau III.3.Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier

	Désignations	épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	carrelage grés céramique	0,02	22	0,44
2	mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Marche	0,17/2	25	1,87
5	Paillasse	0.15/cos α	25	4.46
6	enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				**8.07**

La charge permanente de paillasse G=8.04KN/m^2

La charge d'exploitation de tout l'escalier Q=2.5KN/m^2

III.2.2.Détermination des efforts :

À l'E.L.U : P_u =1.35 G + 1.5 Q
À l'E.L.S :P_{ser} = G + Q

Tableau III.4 : Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99
paillasse	8.07	2.5	14.64	10.57

Diagramme des efforts internes :

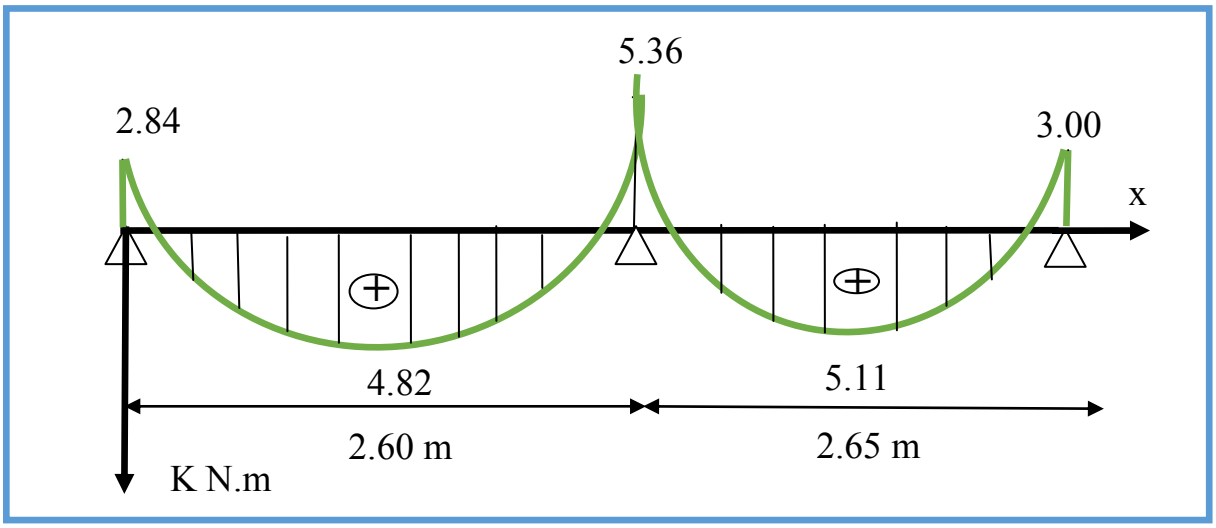


Fig. III.5 : diagramme de moment fléchissant d'escalier a L'ELU

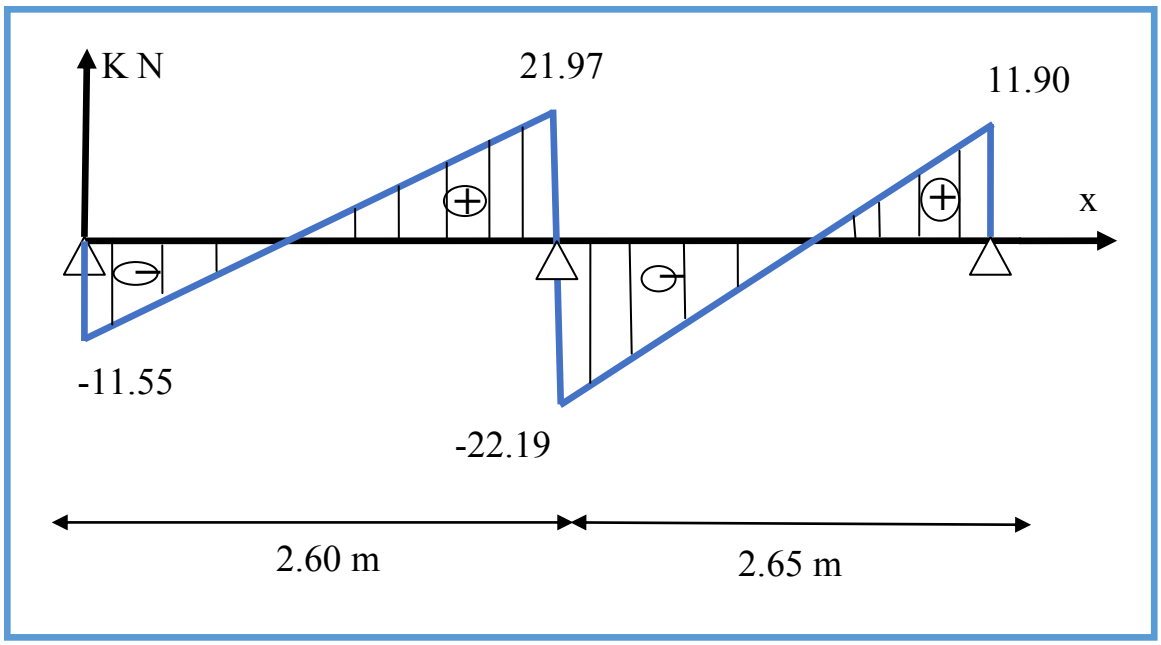


Fig.III.6. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U

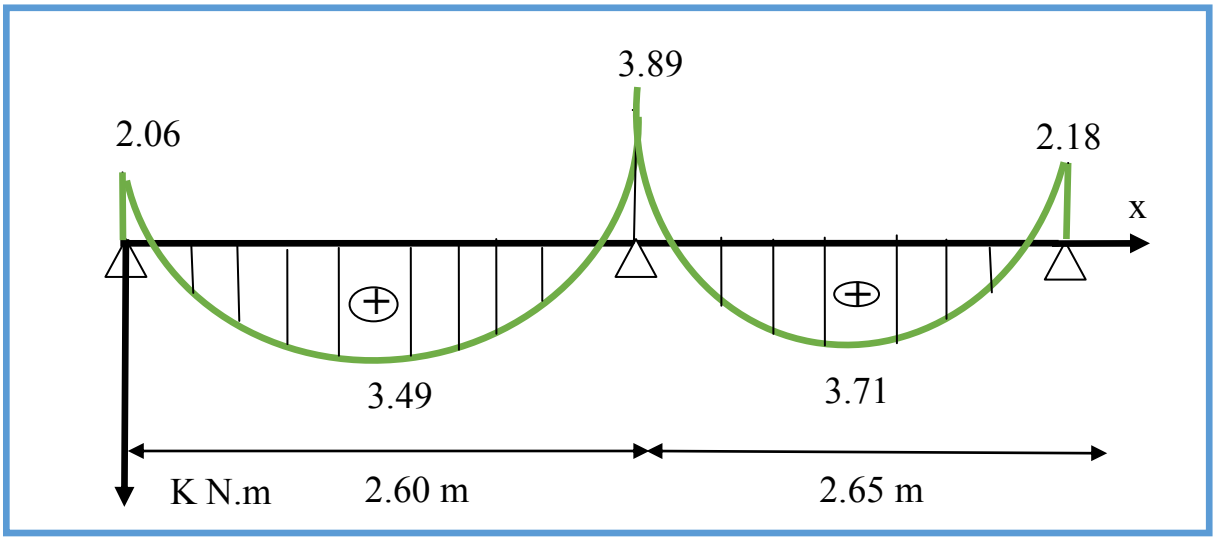


Fig. III.7 : diagramme de moment fléchissant d'escalier a L'ELS

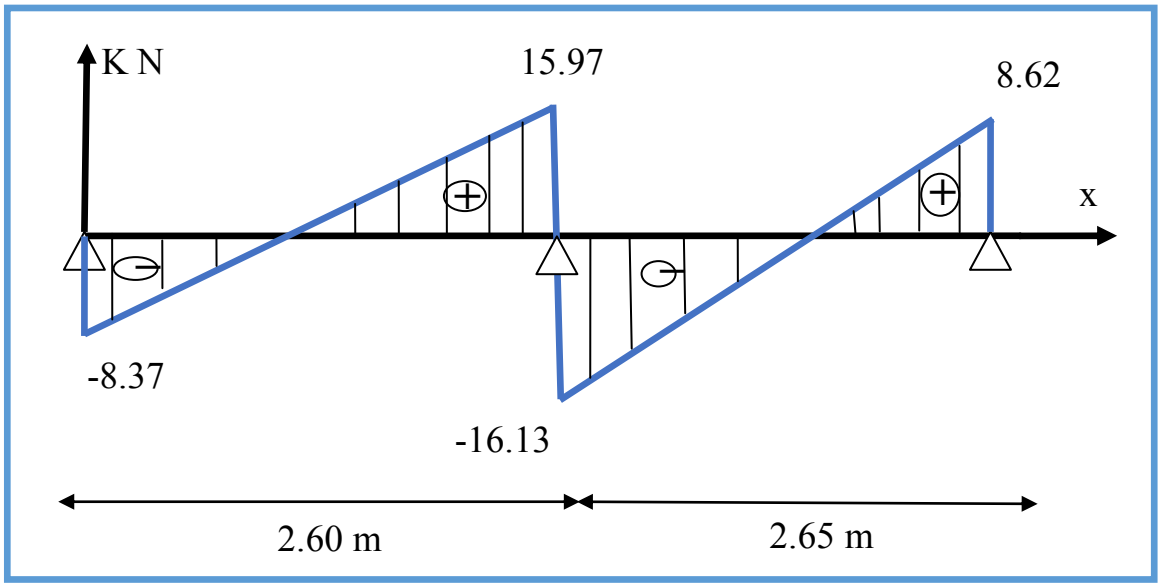


Fig.III.8. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S

Récapitulation :

$M_t=0.85M_{max}$ $M_a=0.5M_{max}$

Tableau III.5 : Récapitulation des résultats.

	M_t(KN.m)	M_a(KN.m)	T(KN)
ELU	**5.11**	**5.36**	**22.19**
ELS	**3.71**	**3.89**	**16.13**

III.2.3. Calcul du ferraillage :

Acier : FeE400 ; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348$ MPa

Béton : $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_b = 14.2$ MPa

$_{bc}$ =14.2Mpa ; b=100cm ; h=15cm ; d=12.5cm ; c=2.5cm

Le moment en travée : M_t^{max}=9.23KN.m

Le moment max aux appuis : M_a^{max}= 5.43KN.m

Tableau III.6 : les résultats de la flexion simple.

	M_u(KN.m)	d (cm)	μ	β	A_{cal} (cm^2/ml)	$A_{choisir}$(cm^2)
En travée	5.11	12.50	0.023	0.988	1.19	2HA12=2.26
Aux appuis	5.36	12.50	0.024	0.988	1.25	2HA12=2.26

Avec :

μ = ——— ; A = ——

a) Condition de non fragilité :

A_{min} = B/1000 = 1.5cm^2

Donc : A> A_{min}

Le choix :

En travée : A = 2HA12=2.26cm²

Aux appuis : A =2HA12=2.26cm².

b) Armature de répartition : A_r = A/4

En travée : A_r = 1HA10 = 0.79 cm²

Aux appuis : A_r = 1HA10 = 0.79 cm²

c) Condition d'espacement :

Tableau III.7 : vérification de l'espacement.

	Les armatures longitudinales	Les armatures de repartitions
En travée	S_t =20cm ≤ Min[3h=45 ;33cm]=33cm	S_t =25cm ≤ Min[3h=45 ;33cm]=33cm
En appuis	S_t =20cm ≤ Min[4h=60 ;45cm]=45cm	S_t =25cm ≤ Min[4h=60 ;45cm]=45cm

Donc :

-Pour Les armatures longitudinales :

A=5HA12=5.65cm^2.

-pour Les armatures de répartitions :

Ar=4HA10=3.14cm^2.

d) Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{}{} \leq \ _u = 0.07 \times \frac{28}{1.5}$

$_u = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17$Mpa

$\tau_u = \frac{22.19 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.177$

$\tau_u = 0.145$Mpa $\leq \ _u = 1.17$Mpa **(c.v)**

e) Vérification à l'E.L.S :

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

$\sigma_b \leq \ _b$

$_b = 0.6.f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$Mpa

En travées :

A = 5.65cm²

M_{ser}=3.71KN.m

$\sigma_b = \frac{}{}.y$

Cherchons la position de l'axe neutre " y ".

On a :

$50y^2 + 15A'.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 4.60$ cm

$I = \frac{}{3} y^3 + 15A'(y-c')^2 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 8533.781$ cm^4

$\sigma_b = \frac{3.71 \times 10^6}{8533.781 \times 10^4} \times 46 = 2$Mpa

$\sigma_b = 2$Mpa $< \ _b = 15$Mpa **(c.v)**

En appuis :

A=5.65cm²

M_{ser} =3.89KN.m

Cherchons la position de l'axe neutre " y ".
On a :

$\frac{}{2}y^2 + 15A'.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 4.60$ cm

$I = \frac{}{3} y^3 + 15A' (y-c')^2 + 15A (d-y)^2 \Rightarrow I = 8533.781$ cm^4

$\sigma_b = \frac{3.89 \times 10^6}{6308.43 \times 10^4} \times 46 = 2.10$Mpa

σ_b= 2.10 Mpa< $_b$ =15Mpa **(c.v)**

Acier : fissuration peu nuisible ⟶ aucun vérification à faire
$\sigma_s <$ $_s$; donc l'état limite de service est satisfait

✓ **Vérification de la flèche :**

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

$$\frac{h}{L} = 0{,}057 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0{,}023 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = 0{,}0045 \leq \frac{2}{f_e} = 0{,}00\,5 \qquad \text{(c.v)}$$

III.3. Calcul de la console sous paillasse :

Dans notre cas l'escalier composante des consoles a pour rôle de supporter le poids d'escalier, le calcule sera en flexion simple. On étude les efforts appliqué dans chaque console et en prend le cas plus sollicité pour ferraillée.

On donne une section préliminaire de (30*30) cm^2, et on calcul les sollicitations.

a) Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003[1] :

b = 30 cm ≥ 20 cm. **(CV)**
h = 30 cm ≥ 30 cm. **(CV)**
h/b = 1 < 4 **(CV)**
Poids propre de la poutre console : 0.3x0.3x25 = 2.25kN/ml
Donc Pu=35.99KN/m

Pser=25.93KN/m

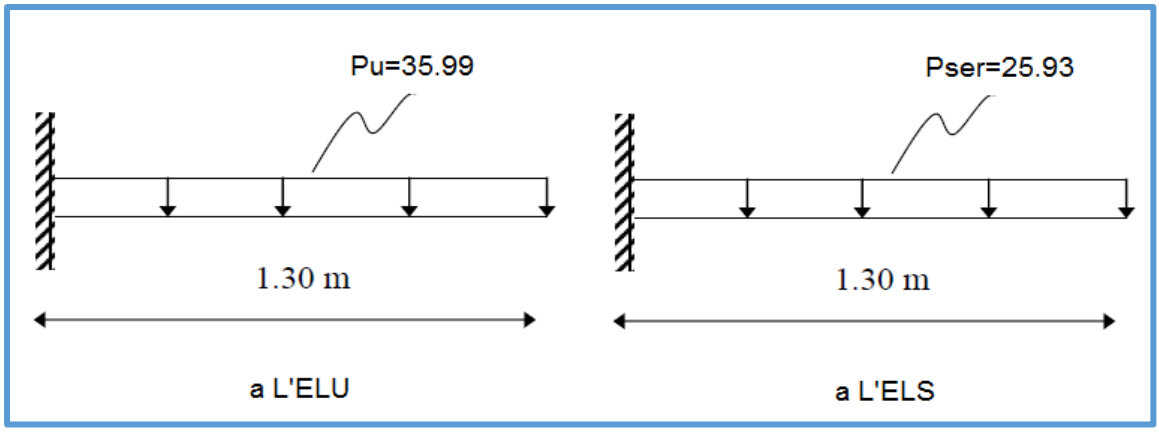


Fig.III.9.Schéma statique de la console.

b) Calcule des efforts :

A l'E.L.U :

$$= \frac{\times^{2}}{2} = 30.41 \text{ KN.m}$$

A l'E.L.S :

$$= \frac{\times^{2}}{2} = 21.91 \text{ KN.m}$$

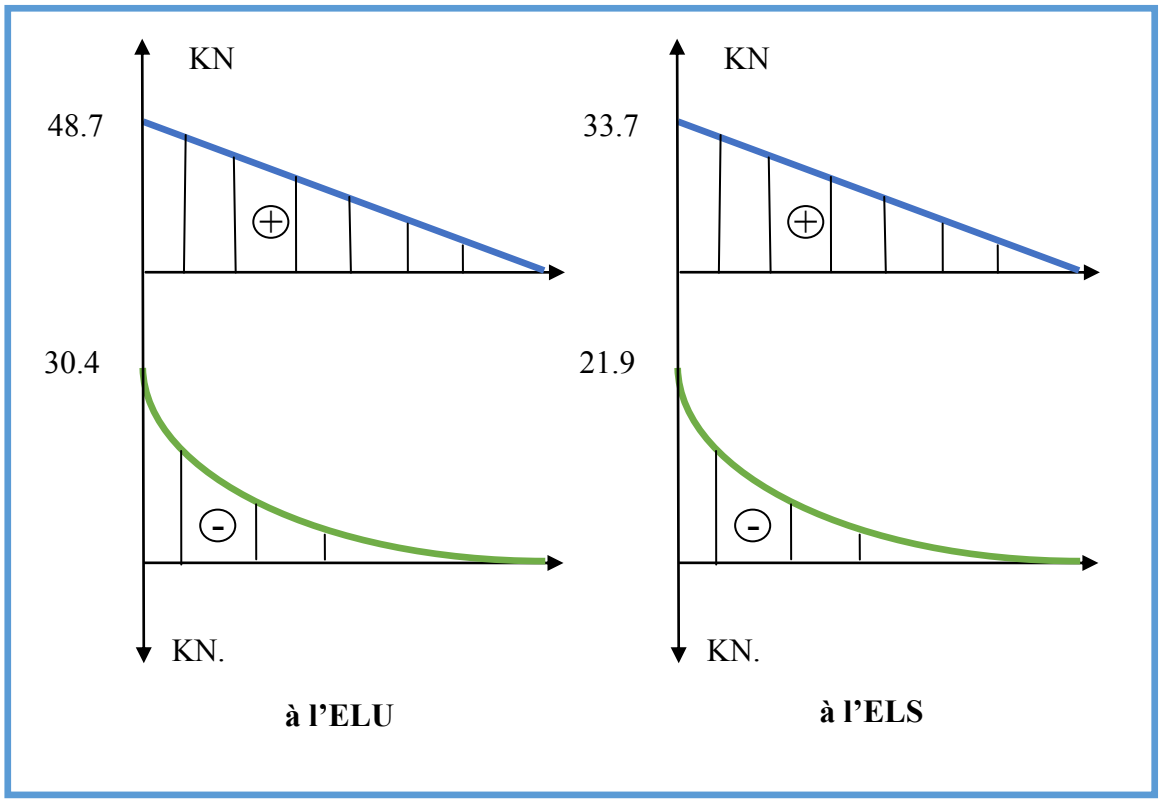


Fig.III.10 : Diagrammes des efforts internes de la console à l'ELU et l'ELS

c) Ferraillage :

Béton : fc 28 = 25 MPa ; γb = 1.5 ; σbc = 14.2 MPa ; ft 28 = 2.1 MPa
h = 30 cm; b = 30 cm; d = 27.5 cm.
Acier: FeE400. Fe = 400 MPa; γs = 1.15; σs = 348 MPa.

Tableau III.8 : Calcul des sections d'acier de la console

	Mu (KN.m)	μ	β	A	A'	Amin	Aadopt
A l'appui	30.41	0.0944	0.951	3.34	0	4.5	6.79=6HA12

- A_{min}=0.5% b×h
- A_{max}=4% b×h (zone courante).
- A_{max}=6% b×h (zone de recouvrement).

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

T_u = 48.79 kN

$\tau_\mu = T_u / b_0.d$=0.59MPa

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

***Armatures transversales :**

$S_t \leq$ Min [0.9d ;40cm]=24.75cm.

S_t=15 cm.

$\Phi t \leq Min\left[h/35, \Phi l \leq ; b/10\right] = Min\left[8.57mm; 12mm; 30mm\right] = 8.75mm.$

On prend :Φt =8 mm

$a_t = \pi \times \Phi t^2/4 = 0.5cm^2$ $A_t = a_t \times n_t$: n_t=4 donc : $A_t = 2cm^2$ avec : Fe=400MPa.

✓ **Vérification de la section minimale :**

$\frac{A_t}{b_0 S_t} Fe = 1.77MPa$ 0.4MPa(avec: At=4 Φ 8=2.01cm^2) (c.v).

$\frac{A_t}{b_0 S_t} = 0.00446$ $\frac{\tau \quad 0.3. \ .}{0.9\frac{}{\gamma}(\cos \quad + \sin \quad)} = 1.147$Ou : $= 1$ $= 90°$(c.v).

Zone nodal: $S_t \leq$ Min (h/4 ; 12 Φl)→ St=10.00 cm.

Zone courante: $S_t \leq$ h/2 → St=15.00 cm.

✓ **Vérification de compression dans la bielle de béton :**

$V_u \leq 0.4\times \frac{28}{1.5} \times {}_0\times a$

a=Min [b-c-2 ; 0.9d]=Min[25.5 ;24.75]=24.75cm

V_u=48.79KN≤0.4× $\frac{25}{1.5}$ ×300×247.5=495KN (c.v).

✓ **Vérification au voisinage de l'appui :**

$\frac{}{.} < 0.8\frac{}{\gamma}$

$\frac{\times\ .\ \times}{\times\ .} = .\ < .\ \frac{}{.}$**=17.39 (**c.v).

Tableau.III.9 : Vérification à l'E.L.S

M_{ser} (kN.m)	A_u (cm^2)	y_1 (cm)	I_G (cm^4)	σ_b(MPa)	σ (MPa)	observation
21.91	6.79	7.48	47552.14	1.17	15	(cv)

Tableau III.10 : Récapitulation des résultats de la flèche.

Mser(KN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	λ_i	λ_v	I0 (cm^4)	Ei(MPa)
21.91	0,0082	134.716	0.436	2.56	1.02	$3.0.10^4$	32164,20
Ev(MPa)	Ifi (cm^4)	Ifv (cm^4)	fi (mm)	fv (mm)	Δf (mm)	fadm (mm)	Δf<fadm
10721,39	15610.17	22865.06	0.737	1.51	0.773	2.6	cv

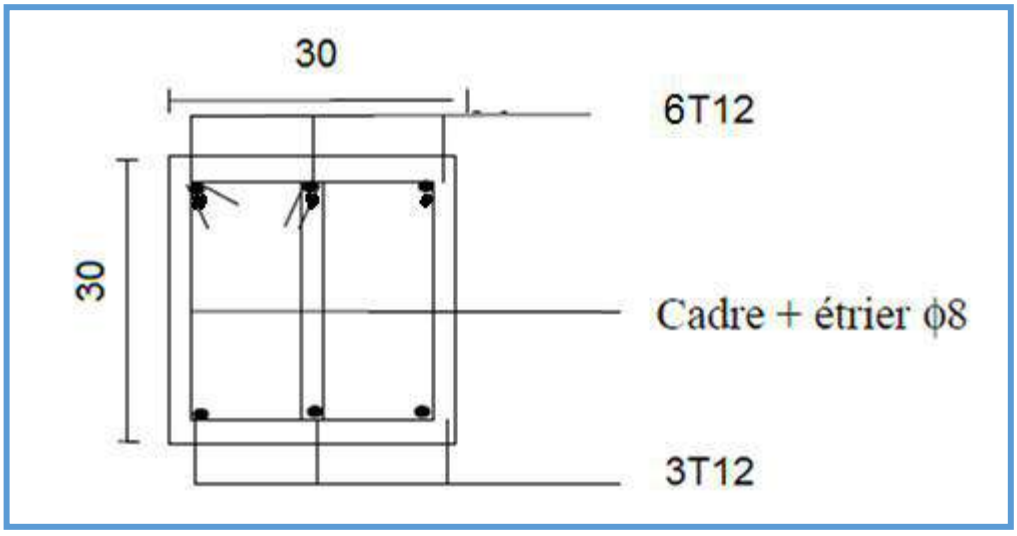


Fig.III.11 : Ferraillage du consol sous paillasse

III.4. Calcul des poutrelles :

III.4.1. Introduction :

Les planchers sont des surfaces planes horizontales séparant deux niveaux, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils transmettent les charges du bâtiment aux éléments porteurs, et assurent l'isolation thermique et phoniques entres les niveaux de la construction. Ils assurent également la compatibilité de déplacement.

III.4.2.Dimensionnement des poutrelles :

$B_0 = L_0 - B = 65-53 = 12$ cm : largeur de la poutrelle.

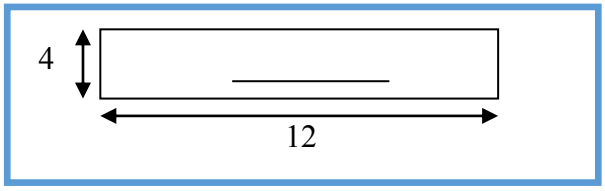
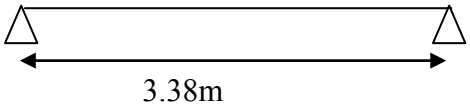


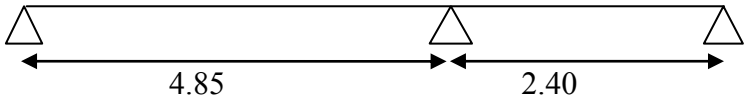
Fig. III.12 : Dimensionnement de la poutrelle

On a 4 types des poutrelles à étudier :

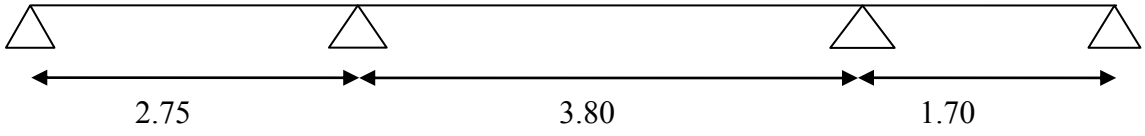
- Poutrelles à une seule travée :



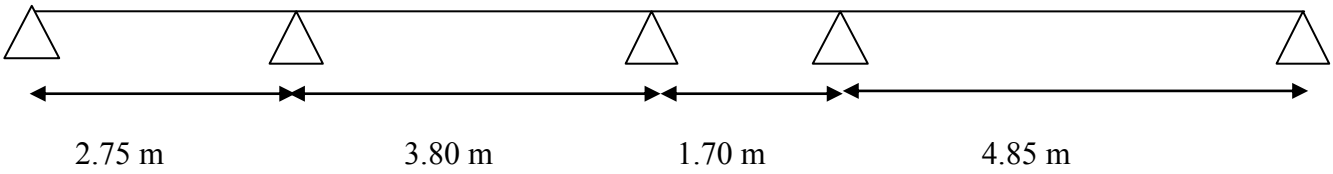
- Poutrelles à deux travées :



- Poutrelles à trois travées :



- Poutrelles à quatre travées :



Le calcul se fait en deux étapes :

a) Première étape : Avant le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée comme poutre isostatique. Elle supporte son poids propre, le poids propre du corps creux et la charge due au poids de l'ouvrier ainsi que le poids des matériaux et des coffrages éventuellement existés, qui est égale à :

$Q = Max\begin{cases}1kN \\ 500N/m\end{cases}$ Localisée au milieu de la travée [B.6.8.4.1.2]

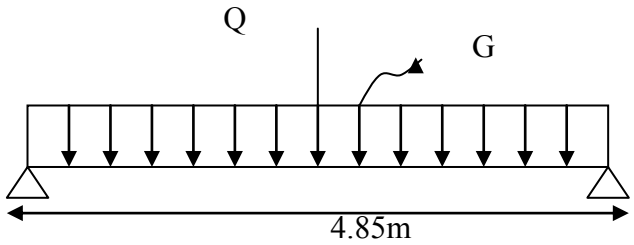


Fig. III.13 : Poutrelle avant coulage.

a) Charges et surcharges :

- Poids propre de la poutrelle : 0.04×0.12×25 = 0.12 kN/ml

- Poids du corps creux : 0.65×1 = 0.65 kN/ml

$\Rightarrow$**G** = 0.65 + 0.12 = 0.77 kN/ml.

-Surcharge d'exploitation : $Q = Max\begin{cases}1kN \\ 500\times 4.85 = 2.425kN\end{cases}$

$\Rightarrow$ Q = 2.425 KN

$$= \frac{5\times\ ^{4}}{384\times} + \frac{^{3}}{48} = \frac{5\times 0.77\times 4850^{4}}{384\times 2{,}1\times 10^{5}\times 640000} + \frac{2425\times 4850^{3}}{48\times 2{,}1\times 10^{5}\times 640000} = 84.16 \text{ mm}$$

f = 84.16 mm >[f] = 9.7 mm ……C.N.V

Commentaire :

il est nécessaire de prévoit un échafaudage ou des étaiements verticaux pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage.

➢ **Calcul du nombre d´étaiement :**

C´est à partir du calcul de la flèche qu´on pourra déterminer le nombre d´étaiement c'est à dire, on suppose qu´on dispose d´un pied droit, on détermine alors la flèche pour lacomparer avec la flèche admissible. Si ce dernier est supérieur à la première donc un pied nous suffira, sinon on ajoute un deuxième et ainsi de suite jusqu´à avoir une flèche inférieure à la flèche admissible.

***Evaluation des charges et surcharges :**

Charges permanentes :

La poutrelle est soumise à :

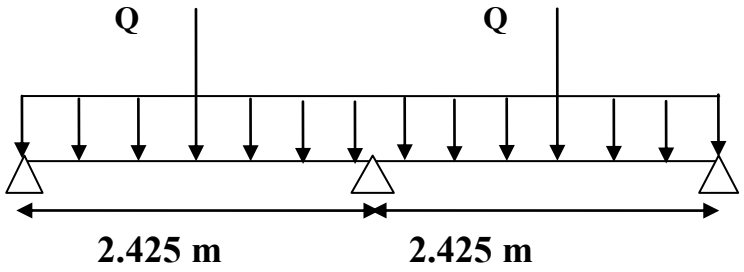
Son poids propre : G_1=25×0,12 × 0,04=0,12KN/ml
Poids du corps creux :G_2= 0,65 × 1 = 0,65 KN/ml
⇒**G** = 0.65 + 0.12 = 0.77 kN/ml.

Charges d'exploitation :

L'intensité du poids de l'ouvrier, le poids des matériaux et du coffrage est égale à la plus grande des deux valeurs :

$$Q = \text{Max}\begin{cases}1kN\\500\times l(kN)\end{cases}$$

❖ **Pour un seul étai au milieu :**



G= 0.77 kN/ml

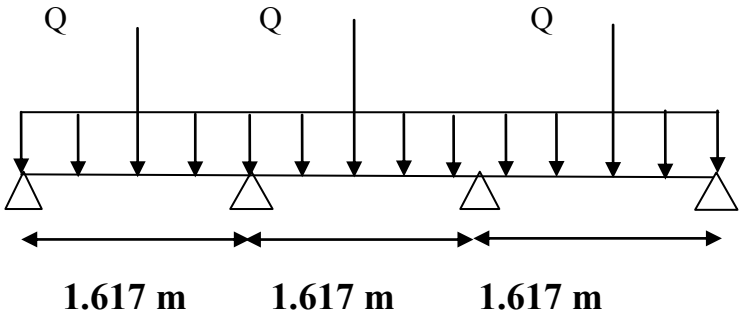
$$Q = \text{Max}\begin{cases}1kN\\500\times 2.425 = 1.213kN\end{cases}$$

$\Rightarrow$ Q = 1.213 KN

$$= \frac{5\times}{384\times}^{4} + \frac{}{48}^{3} = \frac{5\times 0.77\times 2425^{4}}{384\times 2{,}1\times 10^{5}\times 640000} + \frac{1213\times 2425^{3}}{48\times 2{,}1\times 10^{5}\times 640000} = 5.26 \text{ mm}$$

f = 5.26 mm > [f] = 4, 85 mm …….C.N.V

❖ **Pour deux étais :**



G= 0.77 kN/ml

$$Q = \text{Max}\begin{cases} 1kN \\ 500\times 1.617 = 0.808kN \end{cases}$$

$\Rightarrow$ Q = 1 KN

$$= \frac{5\times}{384\times}^{4} + \frac{}{48}^{3} = \frac{5\times 0.77\times 1617^{4}}{384\times 2{,}1\times 10^{5}\times 640000} + \frac{1000\times 1617^{3}}{48\times 2{,}1\times 10^{5}\times 640000} = 1.17 \text{ mm}$$

f = 1.17mm < [f] = 4, 85 mm …….C.V

Resultats :

2 étais suffisent pour éviter la flèche des poutrelles en première étape.

b) Deuxième étape : Après le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

- **Méthodes de calcul :**

1. **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 5KN/m².

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5KN/m^2 \end{cases}$$

- 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 :
On désigne chaque travée par :

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

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

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

3) Pour les appuis :

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

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droit.

M_a : Moment à l'appui.

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

$$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

Avec :

T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

Remarque :
Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot.

- **Exposé de la méthode : [2]**

2. **Méthode de Caquot : (pour les poutres)** :

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

A/ portée fictive *:*

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} L \text{ pour une travée de rive avec appui simple de rive.} \\ 0.8 \cdot L \text{ pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

B/ Coefficient de rigidité

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

Où : $\gamma = \frac{k_w}{k_e}$ et $k_e = \frac{I_e}{l'_e}$ $k_w = \frac{I_w}{l'_w}$

Donc : $$\gamma = \frac{I_w \, l'_e}{I_e \, l'_w}$$

Cas particulier :

Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas d'absence de charge concentrée ; on a :

Le coefficient de rigidité :

$$\gamma = \frac{I'_e}{I'_w}$$

Le moment aux appuis :

M_{app}=0,2M0……Appuis de rives

$$M_{app} = \frac{q_w\ l'^{3}_w + q_e\ l'^{3}_e}{8.5\ (l'_w + l'_e)} \text{……Appuis intermédiaires}$$

Le moment en travée :

La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi- travée (x **=L/2**) comme moment maximum en travée :

$$M_t = M_o - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression :

Après le coulage du béton, les poutrelles appuyées deviennent des poutres continues (hyperstatiques), le calcul des poutrelles sera fait à l'aide de la méthode forfaitaire après la vérification des conditions de la méthode.

a) Calcul des sollicitations :

- **Plancher terrasse :**

G = 6.50x0.65=4.23kN/ml,
Q = 1x0.65=0.65 kN/ml

P_u = (1.35G+1.5Q) = 6.70 kN/ml
P_s = (G+Q) = 4.88 kN/ml

- **Plancher courant :**

G = 6.00x0.65=3.90kN/ml,
Q = 1.5x0.65=0.975 kN/ml

P_u = (1.35G+1.5Q) = 6.73 kN/ml
P_s = (G+Q) = 4.88 kN/ml

❖ **Poutrelles à une seule travée :**

Le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :
M_t=0,85 M

M_a=M_b=-0,5 M_0

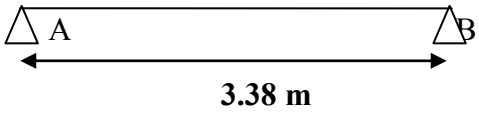


Tableau III.11. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω(kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e (kN)
A-B	9.61	**8.17**	**4.81**	**4.81**	**11.37**	-11.37

Tableau III.12. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e (kN)
A-B	6.97	**7.32**	**3.49**	**3.49**	8.25	**-**8.25

Représentation des sollicitations :

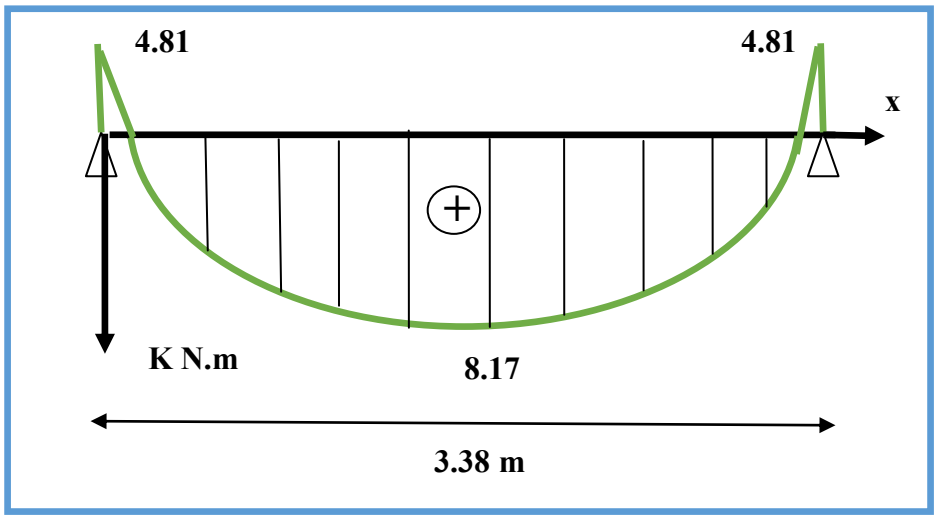


Fig.III.14. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U

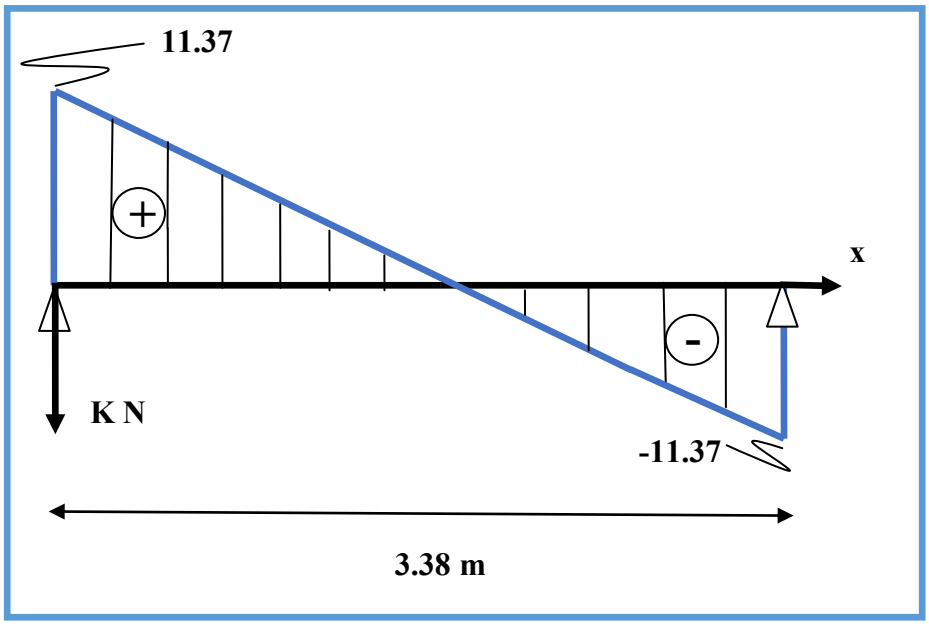


Fig.III.15. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U

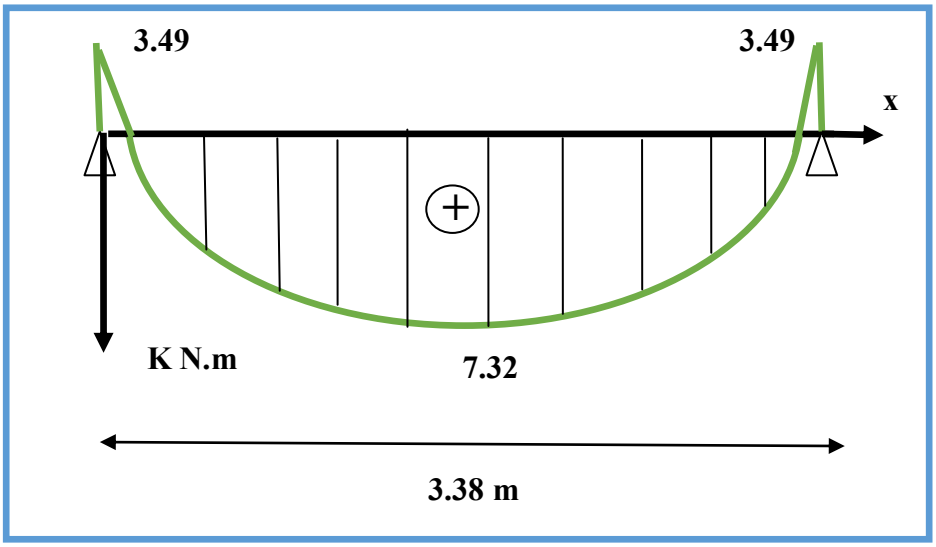


Fig.III.16. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S

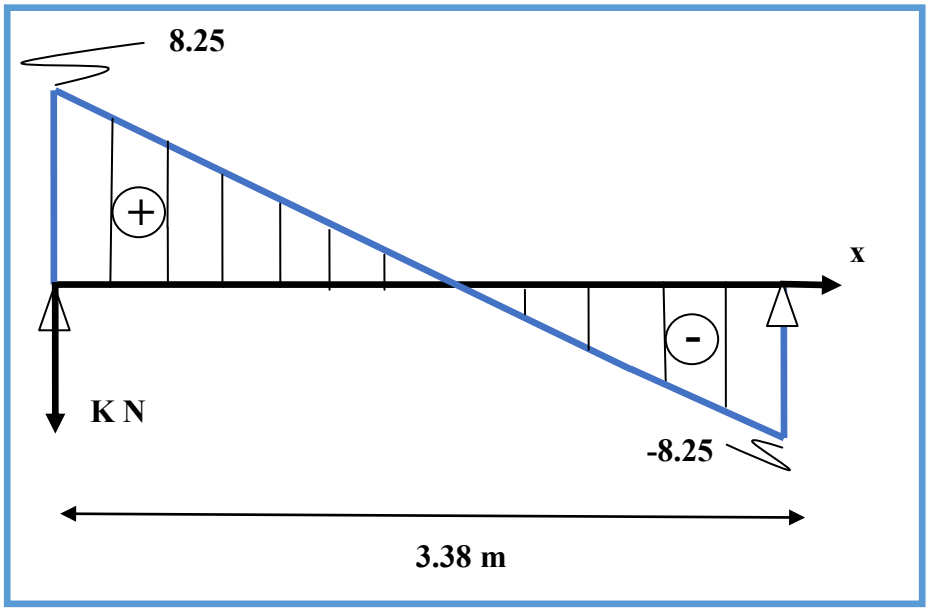
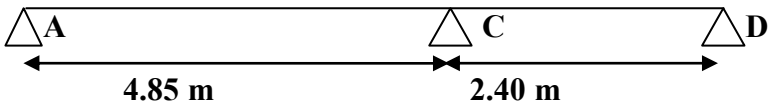


Fig.III.17. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S

❖ **Poutrelles à deux travées :**



Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Q=1.5×0.65=0.975KN/m≤Max (2G ; 5 KN)…….C.V

I1=I2=I3= I4=I5=... In ……..…….C.V

0.8< Ln/ Ln+1<1.25……....C.N.V

La fissuration est peu nuisible

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CACUOT.

Tableau III.13. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e (kN)
A-B	19.79	**10.83**	3.96	**13.97**	14.26	-18.38
B-C	4.85	-2.62	**13.97**	0.97	**19.00**	-13.64

Tableau III.14. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e (kN)
A-B	14.35	**7.85**	2.87	**10.13**	8.81	-14.86
B-C	3.51	-1.91	**10.13**	0.70	9.79	-1.93

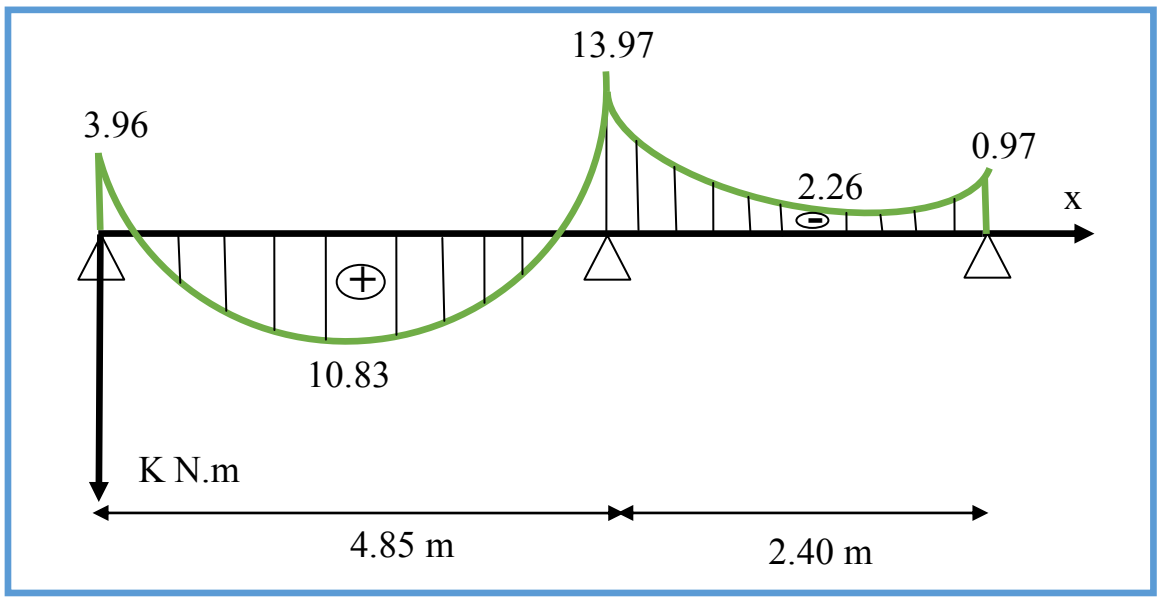


Fig.III.18. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U

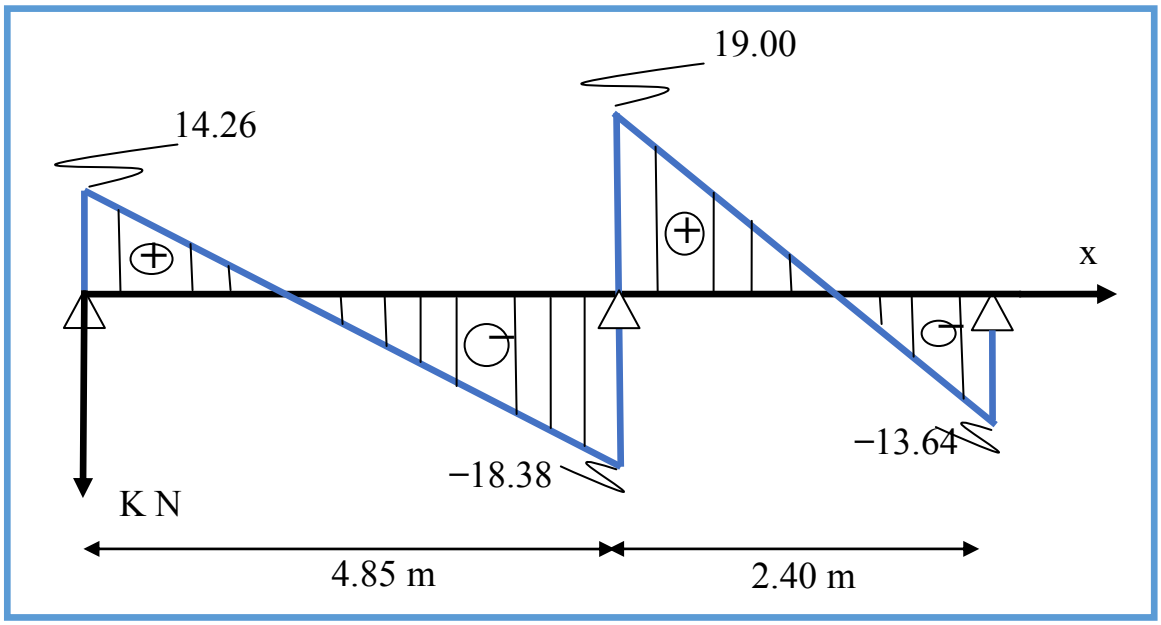


Fig.III.19. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U

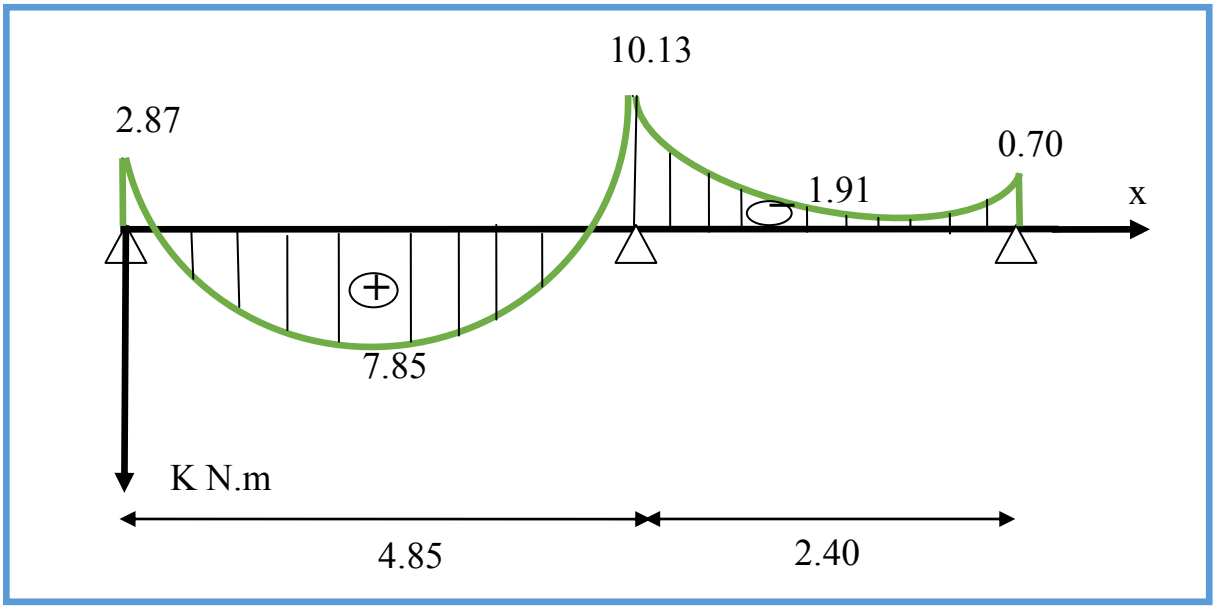


Fig.III.20. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S

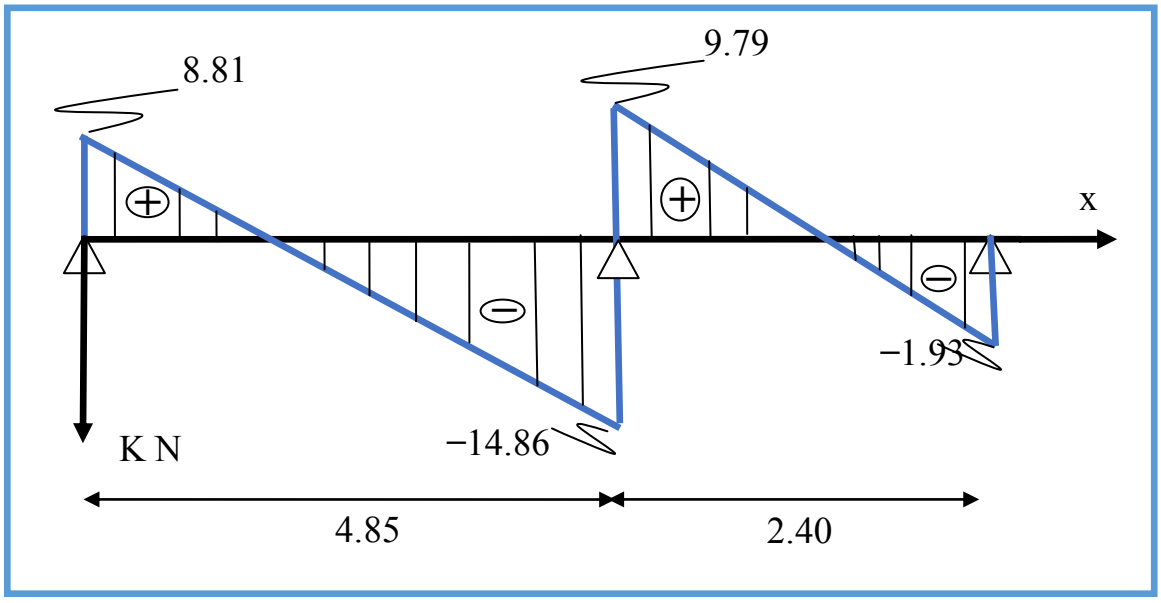
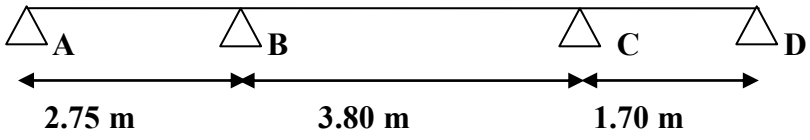


Fig.III.21. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S

❖ **Poutrelles à trois travées :**



Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Q=1.5×0.65=0.975KN/m≤ Max (2G ; 5 KN)……C.V

I1=I2=I3= I4=I5=... In ……..…… C.V

0.8< Ln/ Ln+1<1.25……...C.N.V

La fissuration est peu nuisible

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CACUOT.

Tableau III.15. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e (kN)
A-B	6.36	2.38	1.27	**6.69**	7.28	-12.01
B-C	12.15	**6.05**	**6.69**	5.51	**13.10**	-12.48
C-D	2.43	-0.57	5.51	0.49	8.67	-2.77

Tableau III.16. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e (kN)
A-B	4.61	1.73	0.92	**4.85**	5.28	-8.14
B-C	8.81	**4.39**	**4.85**	4.00	9.50	-9.05
C-D	1.76	-0.42	4.00	0.35	6.30	-2.00

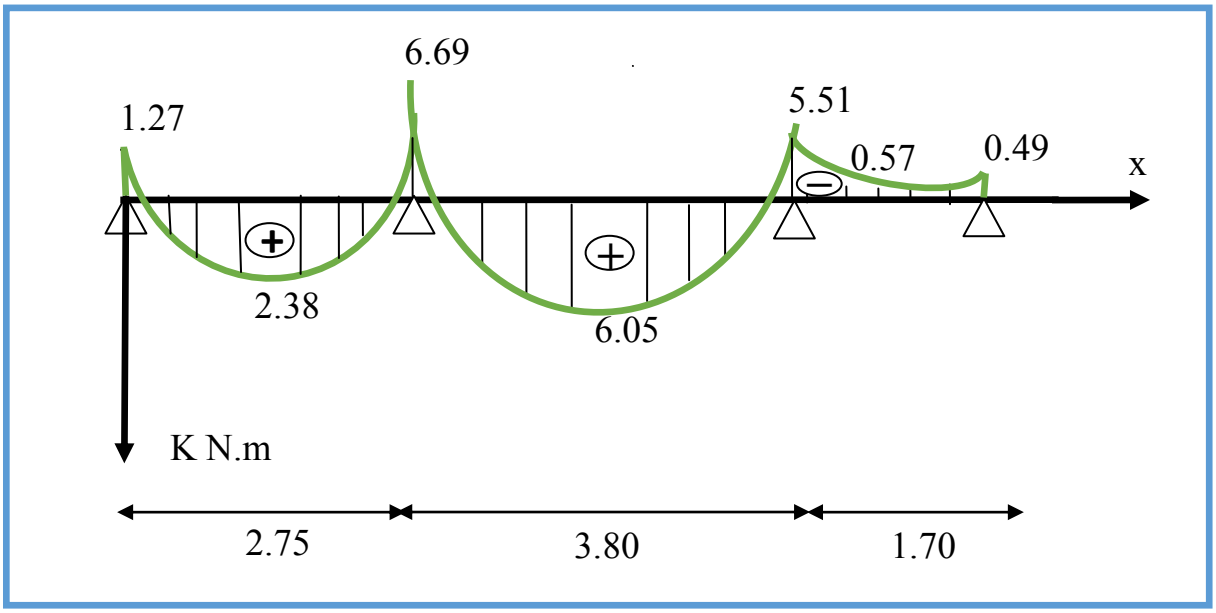


Fig.III.22. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U

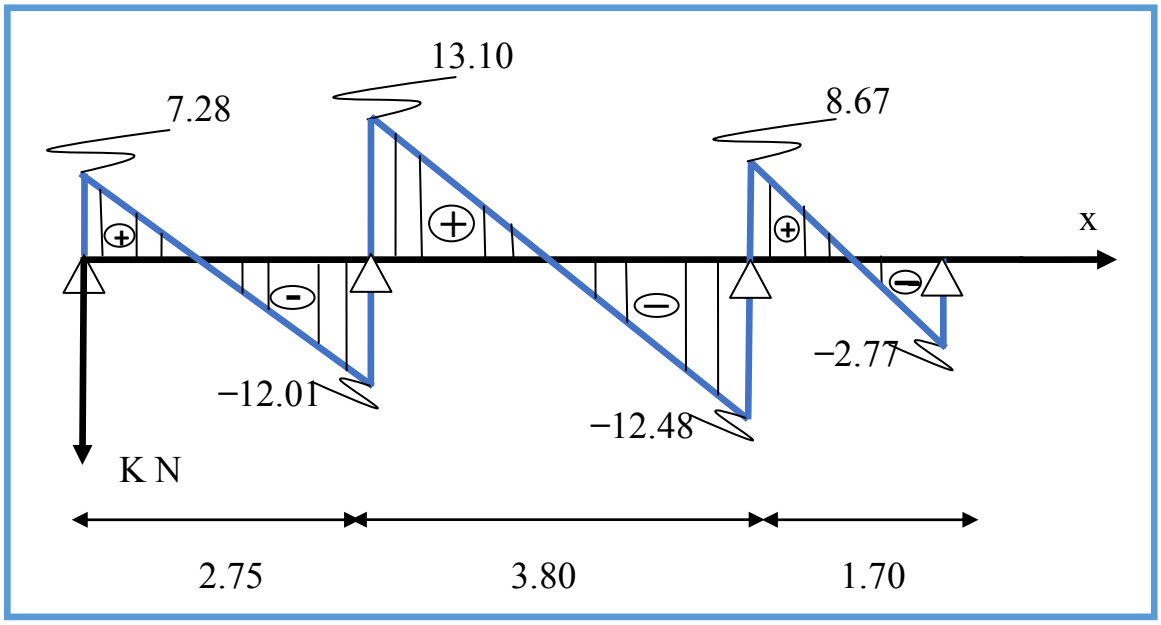


Fig.III.23. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U.

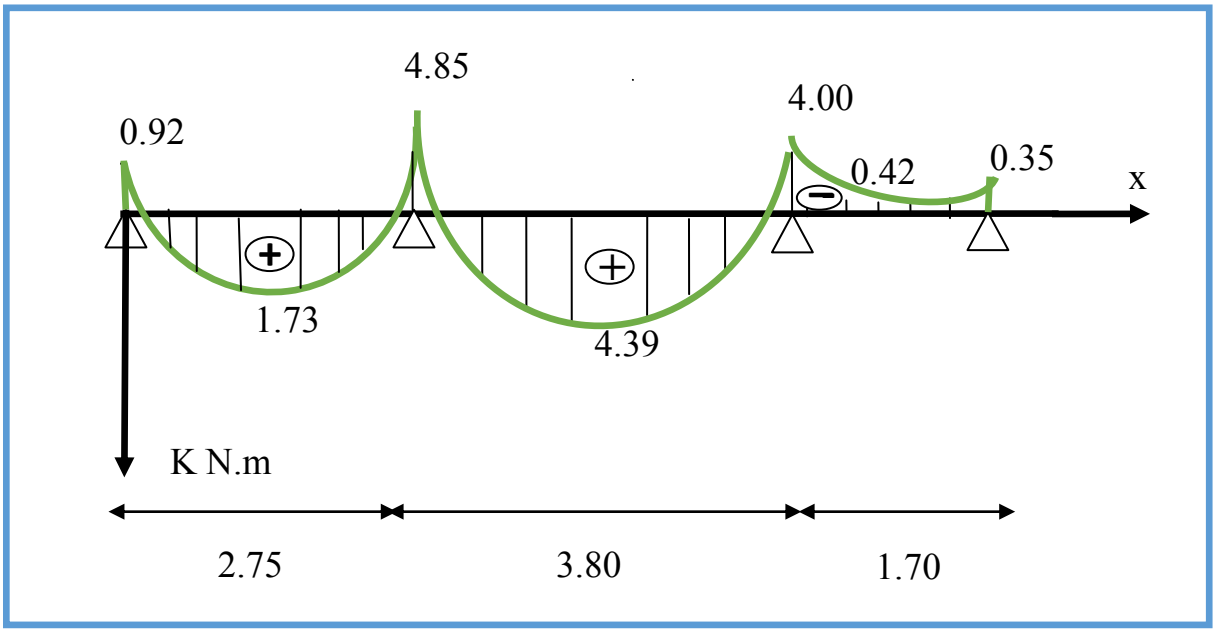


Fig.III.24. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S

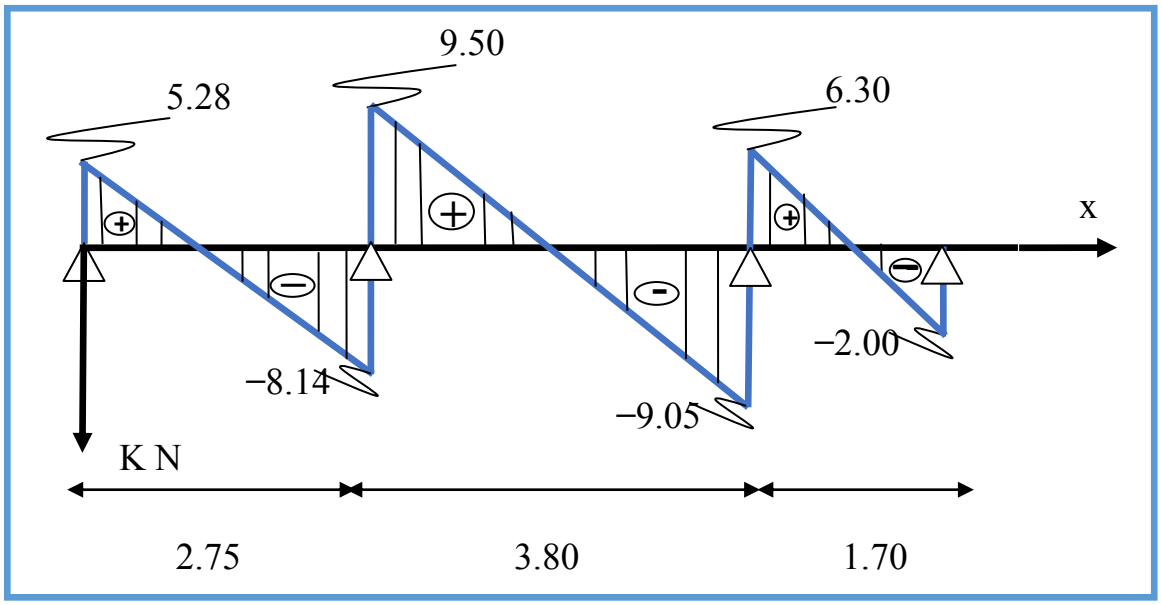
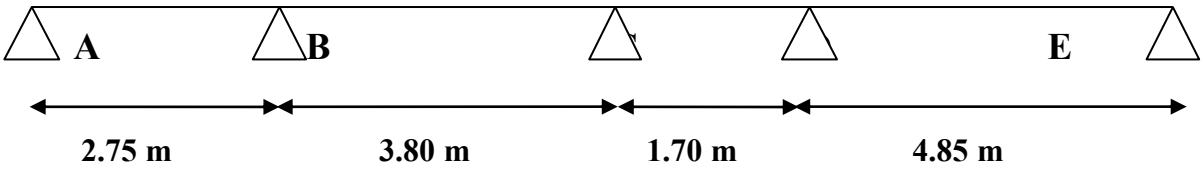


Fig.III.25. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S

❖ **Poutrelles à quatre travées :**



Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Q=1.5×0.65=0.975KN/m≤ Max (2G ; 5 KN)…….C.V

I1=I2=I3= I4=I5=... In ……..…….. C.V

0.8< Ln/ Ln+1<1.25…….C.N.V

La fissuration est peu nuisible

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CACUOT.

Tableau III.17. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e (kN)
A-B	6.36	2.38	1.27	6.69	7.28	-12.01
B-C	12.15	6.05	6.69	5.51	13.10	-12.48
C-D	2.43	-7.76	5.51	**14.87**	0.21	-11.23
D-E	19.79	**10.38**	**14.87**	3.96	**18.57**	-14.07

Tableau III.18. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e (kN)
A-B	4.61	1.73	0.92	4.85	5.28	-8.14
B-C	8.81	4.39	4.85	4.00	9.50	-9.05
C-D	1.76	-5.63	4.00	**10.78**	0.16	-8.14
D-E	14.35	**7.53**	**10.78**	2.87	13.46	-10.20

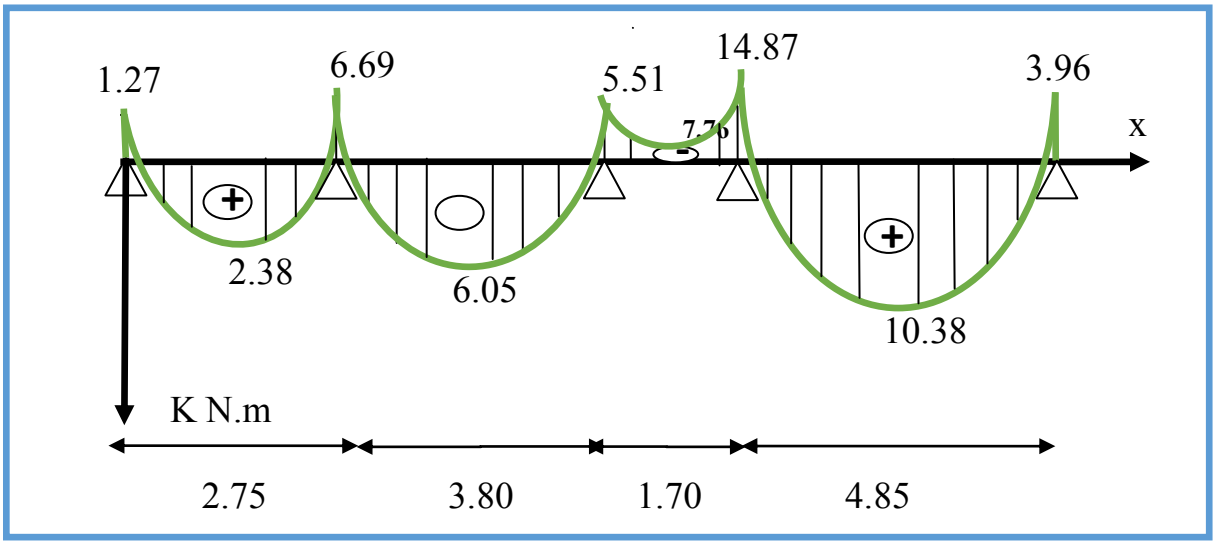


Fig.III.26. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U

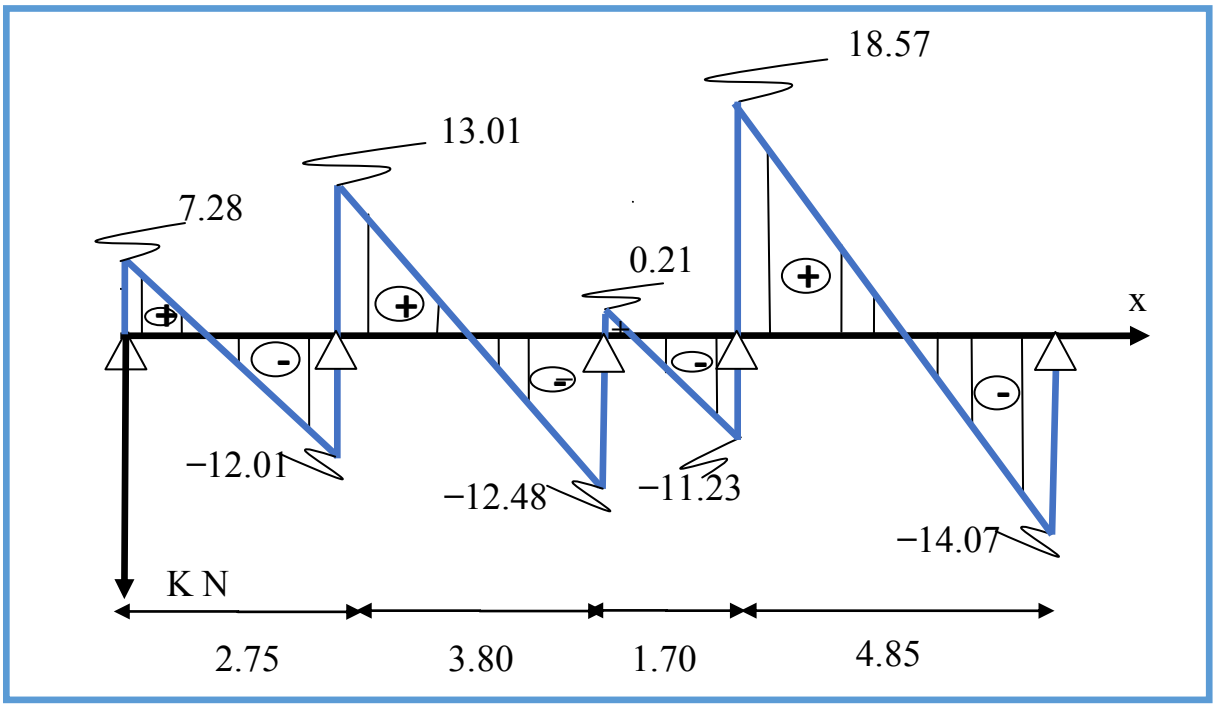


Fig.III.27. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U

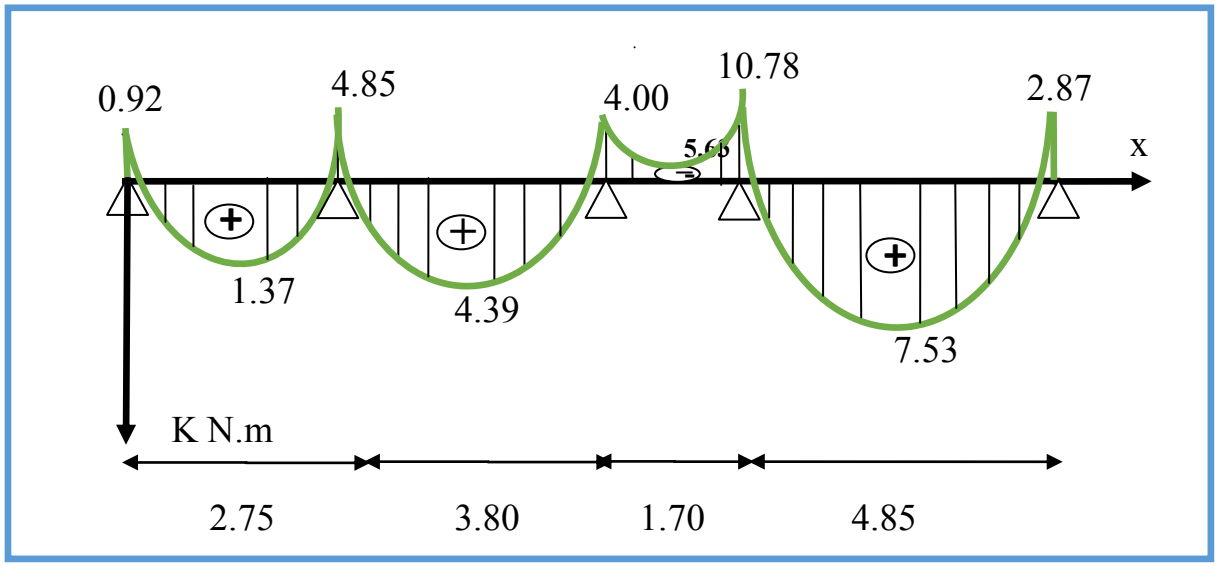


Fig.III.28. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S.

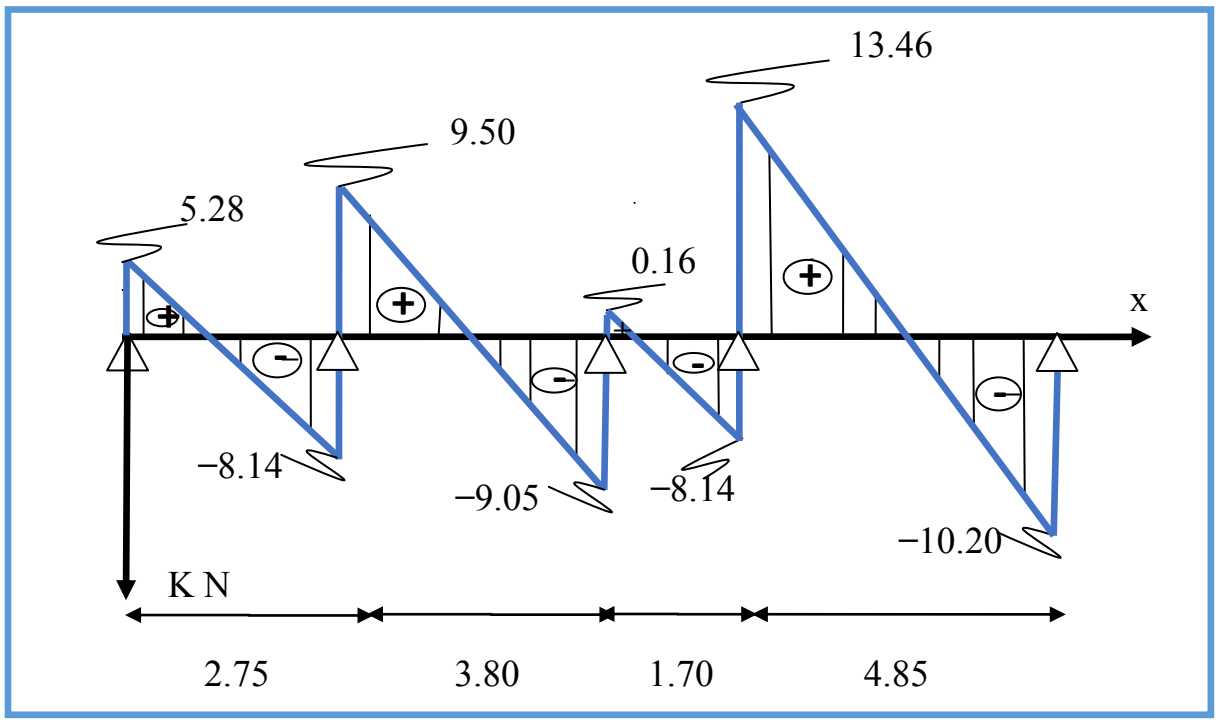


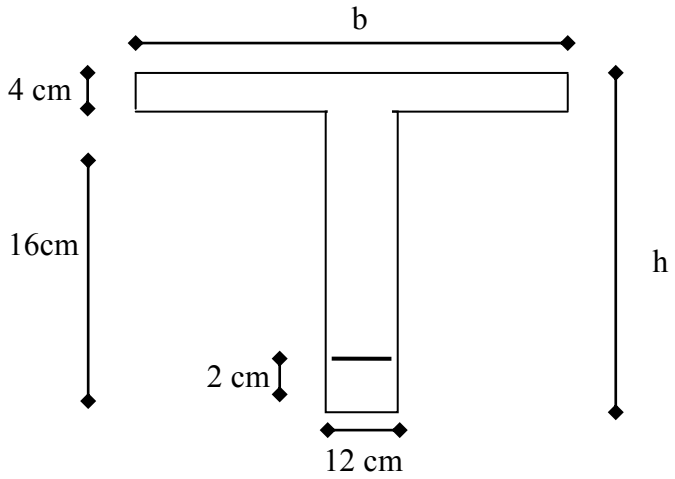
Fig.III.29. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S

III.4.3.Ferraillage des poutrelles :

M_{tmax}= 10.83kN.m

M_{amax}= 14.87kN.m

T_{max}= 19.00 kN



Position de l'axe neutre :

Le moment équilibré par la table : $M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$

avec :b=65 cm ; h_0=4 cm ;h=20cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ; d=18 cm ; σ_s=348 MPa ; F_eE400 MPa;b_0=12 cm ;c= 2 cm;

$$M_0 = 65 \cdot 4 \cdot 14.2\left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 59.07 \text{ kN.m}$$

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)= (65×20) cm² en flexion simple.

1°/ A L'ELU :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{10.83 \cdot 10^6}{14.2 \cdot 650 \cdot 180^2} \Rightarrow \mu = 0.036 < \mu_l = 0.392 \qquad \text{Donc} \quad A' = 0$$

Tableau : ß=0.982$\Rightarrow$ $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 1.76 cm².

On adopte : **A=3HA10=2.36 cm²**

Conditions de non fragilité : selon le CBA93 [2]

$A = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = 1.30 \text{ cm}^2$ **(C.V)**

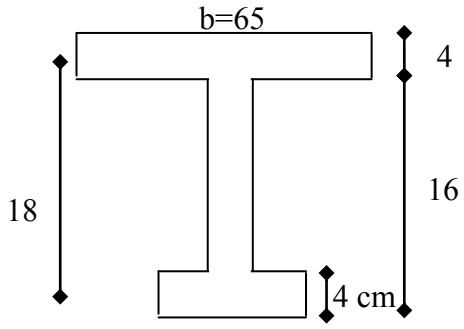
Donc:on adopte la section suivante : A = 2.36 cm².

- **Aux appuis :**

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur;

Le ferraillage se fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (12×20) cm²

M_{app}=14.87kN.m



Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{14.87 \cdot 10^6}{120 \cdot 180^2 \cdot 14.2} = 0.269 < \mu_l = 0.392$$

Donc A'=0

Tableau : ß=0.840⇒ $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 2.83 cm^2$.

On adopte : A = **2HA14 = 3.08 cm²**

Conditions de non fragilité :

$A = 3.08\ cm^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = 0.24\ cm^2$ **(C.V)**

Armatures transversales :

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

Vu max=19.00kN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{19x10^3}{120 \times 180} = 0.88\,MPa \quad ;$$

La fissuration est peu nuisible :

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

Donc : τ_u=0.88MPa<3.33 MPa **(C.V)**

- **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 :**

$$\phi_t \leq Min\left\{\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right\} = \{5.71\ ;\ 16\ ;\ 12\}\ (mm)$$

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : ϕ_t=6 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$=28.27 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.

- **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,\text{MPa.} \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 150} = 1.24\,\text{MPa} \geq 0.4\ \text{MPa} \quad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \textbf{0.0031 >0.0008(C.V)}$$

Avec : K=1 $\rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

Au voisinage de l'appui :

Appui de rive :

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot a} \leq \overline{\sigma_b} = \frac{0.8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow Vu \leq b_0 \cdot a \cdot 0.4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 129.60\text{kN}$$

Avec : a = Min [0.9 d ; (C-e-2)] =Min [16.2 ; 26] $\Rightarrow$ a=16.2 cm

V_u=19.00kN< 129.60kN**(C.V)**

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

Appui intermédiaire :

V_u+(M_u/0.9d)=19+[(-14.87)/(0.9x0.18)]= -72.79< 0

Donc, la section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant.

σ_{bmoy}=V_u/$ab_0 \leq \overline{\sigma}$=1.3$f_{c28}$/$\gamma_b$ avec: $V_u = |V_{uG}| + |V_{ud}| = 33.26\text{kN}$

σ_{bmoy}:la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui

σ_{bmoy}=1.71MPa<$\overline{\sigma}_b$=21.67 MPa **(C.V)**

Donc : la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui vérifiée.

2°/ Vérification à l'ELS :

- **En travée :**

M_{ser}=7.85kN.m

Position de l'axe neutre :

$$S_{xx'} = \frac{bh_0}{2} - 15A(d - h_0); A' = 0$$

On a: b=65 cm; b_0 =12 cm; d=18 cm; h_0=4 cm; A=2.26 cm². A'=0

$$S_{xx'} = \frac{65 \cdot 4}{2} - 15 \cdot 2.26 \cdot (18 - 4) = -34.5 < 0$$

Donc :

l'axe neutre se trouve dans la nervure, et leur position déterminée par l'équation suivante:

$y_1^2 + Dy_1 - E = 0$ avec : $0 < y_1 \leq d$

$$D = \frac{2(b - b_0)h_0 + 30A}{b_0} \Rightarrow D = \frac{2(65 - 12)4 + 30(2.26)}{12} \Rightarrow D=40.98$$

$$E = \frac{2(b - b_0)h_0^2 + 30Ad}{b_0} \Rightarrow E = \frac{2(65 - 12)4^2 + 30 \cdot 2.26 \cdot 18}{12} \Rightarrow E=243.03$$

$\Rightarrow$ y_1=5.26 cm.

$$I = \frac{1}{3}\left(by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3\right) + 15A(d - y_1)^2 \Rightarrow I=8620.07cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot y_1}{I} \Rightarrow \sigma_b = \frac{7.85 \cdot 10^6 \cdot 52.6}{8620.07x10^4} \Rightarrow \sigma_b=4.79 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15\,MPa \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$ **(C.V)**

Tableau III.19 : Vérification à l'E.L.S En travée.

M_{ser} kN.m	A_u m^2	y_1 cm	I cm^4	K N/mm^3	σ_b MPa	$\overline{\sigma}_b$ MPa	Observation
7.85	2.26	5.26	8620.07	0.091	4.79	15.00	**(CV)**

- **Aux appuis:**

Tableau III.20 : Vérification à l'E.L.S aux appuis

M_{ser} kN.m	A_u m^2	y_1 cm	I cm^4	K N/mm^3	σ_b MPa	$\overline{\sigma}_b$ MPa	Observation
10.78	3.08	5.74	10948.73	0.072	4.12	15.00	**(CV)**

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

3°/ Etat limite de déformation :[2]

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{485} = 0.0412 < 0.0625 & \textbf{(C.N.V)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0412 > \frac{7.85}{10.14.35} = 0.055 & \textbf{(C.N.V)} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow 0.0104 > \frac{3.6}{400} = 0.009 & \textbf{(C.N.V)} \end{cases}$$

Puisque il y'a deux condition, n'est pas vérifiée, alors on doit calculer la flèche.

Calcul de la flèche :[2]

M_{ser} = 7.85kN.m

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.26}{12.18} = 0.0104.$$

ρ = 1.04 % $\Rightarrow$ β_1 = 0.858 (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 224.91 MPa$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.0104} = 3.95$$

λ_v=2/5 λ_i=1.58

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0104 \cdot 224.91 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.679$$

Détermination de l'axe neutre :

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0) . h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0) . h_0 + 15A} = 10.20 cm$$

Moment d'inertie de la section totale :

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + \frac{(b - b_o)h_0^3}{12} + h_0(b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2 = 24609.626 cm^4$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu} \quad \Rightarrow \quad I_{fi}=7439.836cm^4$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu} = 13170.213cm^4$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2MPa$; $E_v = 1/3\ E_i = 10819MPa$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{7.85\times10^6 \times (4.85\times10^3)^2}{10.(32164.2x7439.836\times10^4)} \quad \Rightarrow \quad f_i = 7.72mm$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{7.85\times10^6 \times (4.85\times10^3)^2}{10.(10819x13170.213\times10^4)} \quad \Rightarrow \quad f_v = 12.96mm.$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \quad \Rightarrow \quad \Delta f_t = 12.96 - 7.72 = 5.24$ mm

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = \bar{f}$

Avec : $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{4850}{500} = 9.70mm.$

Donc : $\Delta f_t = 5.24\ mm < fLimite = 9.70\ mm$

Avec :
L : longueur de travée.
I_0:le moment d'inertie de la section rendue homogène.
f_{t28}:la résistance caractéristique du béton à la traction.
σs: la contrainte de traction effective de l'armature.
ρ: Le pourcentage d'armature égal à: A/b0d.
M_{ser}:moment de service maximum dans la travée.
fi: les déformations instantanées.
fv: les déformations de longue durée.
Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement, (**e=16+4cm**) du plancher à corps creux

Tableau. III.21 : Récapitulation des résultats de la flèche.

M (kN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	ß1	σ_s(MPa)	μ	λ_i	λ_v
7.85	2.26	10.20	0.0104	0.858	215.74	0.679	3.95	1.58
I (cm^4)	**I_{fi}(cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf(mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
24609.626	7439.836	13170.213	4.85	7.72	12.96	5.24	9.70	**C.V**

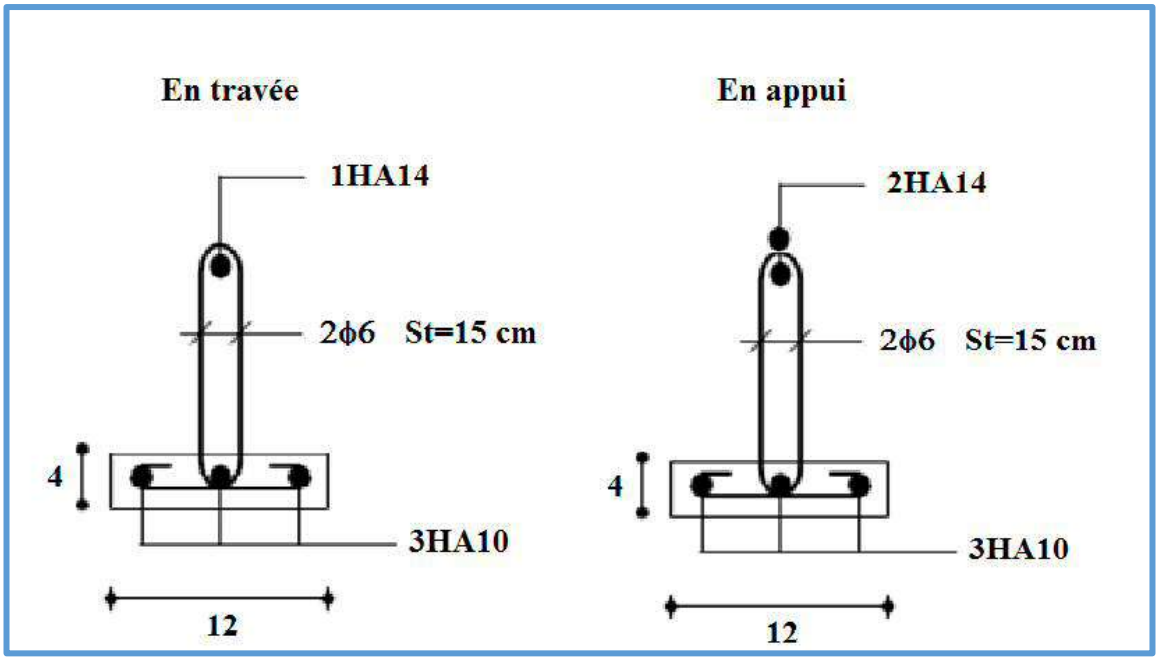


Fig.III.30 : Ferraillage des poutrelles

III.4.4. Ferraillage de la table de compression :selon leCBA93►►Art [B 6.8.4.2.3.]◄◄

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage an quadrillage.

D'après l'article [B.6.8.4.2.3]; le règlement CBA 93 exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

On adopte un quadrillage carré de mailles (**20×20**) **cm²**

Armatures :

$$A_t \geq 0.02 \cdot L \cdot \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad 50\ cm \leq L \leq 80\ cm$$

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage)

At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$\text{Donc : } A_t \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 cm^2$$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles aux nervures.

On choisit un treillis soudé : **TLE520 ; fe=520 MPa ; ϕ=6mm.**

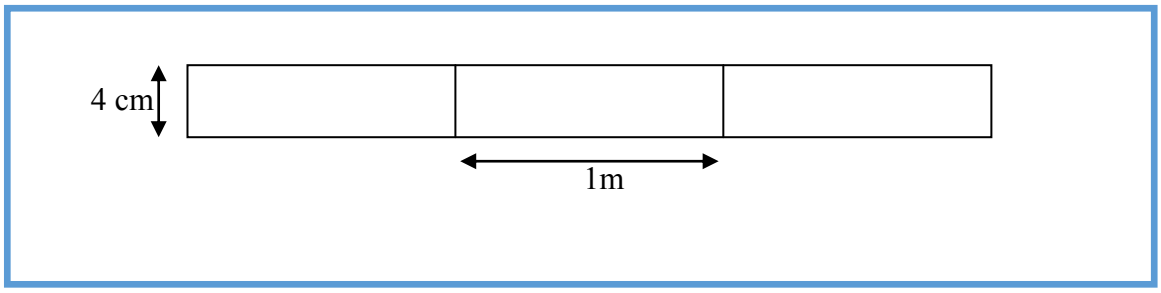


Fig.III.31 : Schéma de la Table de compression

III.5.Plancher à dalles pleines :

III.5. 1 Définition :

Les dalles pleines sont des pièces planes et minces, dont la largeur est très grande par rapport à l'épaisseur, elles peuvent être reposant avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis.

III.5. 2. Exposé de la méthode des lignes de ruptures :

*Théorie :

La théorie de ligne de ruptures, admet que le béton armé peut être considéré comme matériau rigide plastique, à l'état limite ultime, les déformations élastiques des différents éléments du mécanisme sont négligées par rapport à la déformation plastique.

L'application de la théorie des lignes de rupture comporte les étapes suivantes :

1. Détermination des divers types de mécanisme possible, compte tenu de la forme de dalle, des conditions d'appuis, et de chargement.

2. Elle permet une estimation rapide du moment de rupture, elle est souvent utilisée en pratique grâce à son application facile aussi bien dans le cas des dalles simples que dans le cas des dalles complexes.

*Hypothèse de calcul :

1) Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides qui sont supposées restées planes après la déformation.
2) Les lignes de ruptures sont des lignes droites.
3) Une ligne de rupture entre deux régions doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

*Principe de calcul :

Le principe de calcul des lignes de rupture est basé sur le principe de travail virtuel qui consiste à équilibrer le travail externe par le travail interne.

a) Travail externe :

$T_{ext}=\sum PV$

Avec :

P : charge uniformément répartie.

V : volume déplacé (entre l'état initial et après déformation de la région rigide).

b) Travail interne :

Le travail interne d'une ligne de rupture de longueur « L » est égale à :

$T_{int}=\sum Mi\ L_i\ \theta_i$

Avec :
M_i : moment plastique nominal par unité de longueur.
L_i : la projection de la ligne de rupture sur un axe.
θ_i: la rotation de la ligne de rupture.

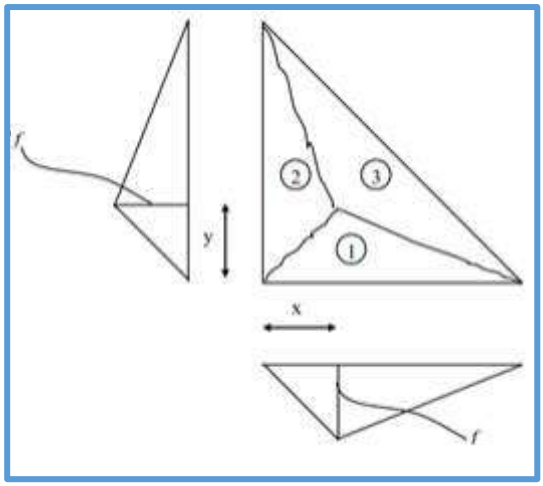


Fig.III.32.Déplacement des zones.

III.5. 3.a. Calcul des dalles triangulaires :

Pour les dalles de forme triangulaire, il est préférable d'utilisé la méthode des lignes de rupture, par ce qu'elle est plus puissante, cette dernière est basé sur le mécanisme des fissures.

Application :

Calcul de la charge totale :

Plancher terrasse :

$G = 7.45 KN/m^2$
$Q = 1 KN/m^2$
} $P_u = 11.56 KN/m^2$.
$P_{ser} = 8.45 KN/m^2$.

Plancher courant :

$G = 6.95 KN/m^2$
$Q = 1.5 KN/m^2$
} $P_u = 11.63 KN/m^2$
$P_{ser} = 8.45 KN/m^2$

On choisit la sollicitation la plus défavorable :

$P_u = 11.63 KN/m^2$
$P_{ser} = 8.45 KN/m^2$

Lx = 2.35m ; ly = 4.10 m ; l = 4.68m.

Détermination de M :

Principe de travail virtuel :

$T_{int}=T_{ext}$

a. travaille externe :

$T_{ext}(1)= P_u L_y \frac{}{2} \frac{}{3}$

$T_{ext}(2)= P_u L_x \frac{}{2} \frac{}{3}$

$T_{ext}(3)= P_u(S- L_x \frac{}{2}-L_y \frac{}{2}) \frac{}{3}$

Donc :

$T_{ext} = {}^{3}_{=1}$ (i) $= P_u S \frac{}{3} = T_{ext} = P_u \frac{}{2\ 3}$

D'où :

$T_{ext} = 1.61 P_u f$

b. Travail interne :

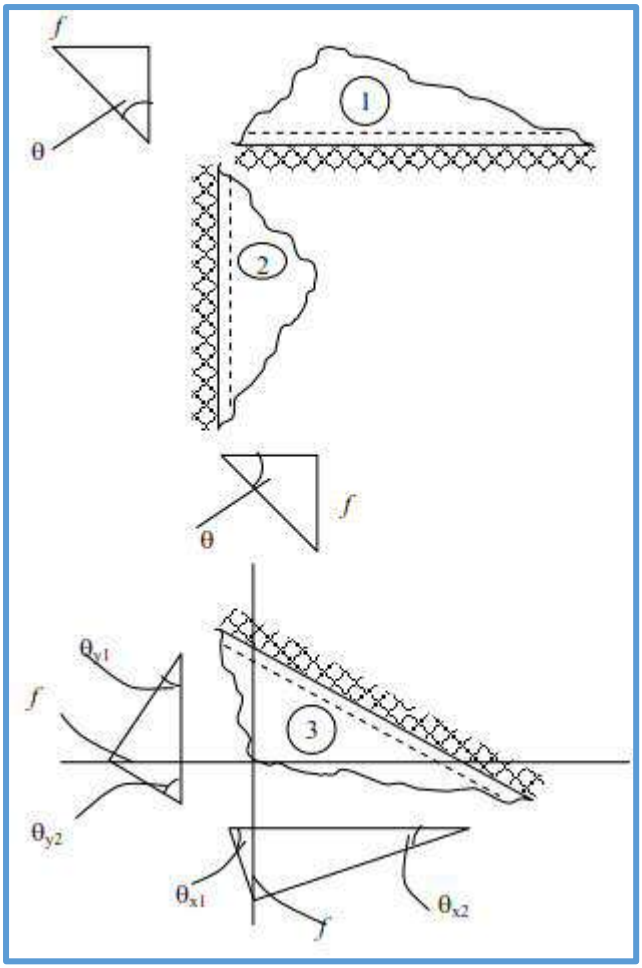
$T_{int}(1) = ML_x - + 0.5ML_x - = 1.5\ ML_x -$

$T_{int}(2) = ML_y - + 0.5ML_y - = 1.5\ ML_y -$

$T_{int}(3) = 1.5Mf \frac{}{2} (\frac{}{2} + \frac{}{2})$

D'où :

$T_{int} = {}^{3}_{=1}$ (i) $= 1.5Mf [- + - + \frac{}{2} (\frac{}{2} + \frac{}{2})]$



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

On obtient : $M = 1.61\ P_u / 1.5 [- + - + \frac{}{2} (\frac{}{2} + \frac{}{2})]$

$P_u = 1.5 [- + - + \frac{}{2} (\frac{}{2} + \frac{}{2})] \times \frac{}{1.61}$

$\frac{2 \times 4.68}{(2.35\ \ 2\ )^2}$

$\left\{ \frac{dP}{dx} = 0 \longrightarrow \frac{4.10}{2} + \right.$

$P_u = f(x, y)\, dx$

$\frac{dP}{dy} = 0 \longrightarrow \frac{2.35}{2} +$

$\frac{2 \times 4.68}{(4.10\ \ 2\ )^2}$

Après le calcul on trouve $\left\{ \begin{array}{l} X = 0.669\ m \\ Y = 1.026\ m \end{array} \right.$

Donc :

P_u=22.91 M_u ⟶ $M_u = \frac{}{22.91}$

P_{ser} =22.91M_{ser} ⟶ $M_{ser} = \frac{}{22.91}$

Alors :

$$\begin{cases} M_u = 0.51 KN.m \\ M_{ser} = 0.369 KN.m \end{cases}$$

III.5. 3.a.1Calcul du ferraillage à l'ELU :

Le moment en travée suivant les deux sens :

$M_{tx} = M_{ty} = 0.85M_u = 0.434 KN.m$

Le moment on appuis :

$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_u = 0.255 KN.m$

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 m en flexion simple.

Avec : b = 100 cm ; h = 15 cm ; C = 2.5 cm ; σb = 14.2 Mpa ; σs = 348 Mpa.

$$\mu = \frac{Mu}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \; ; A = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \; ;$$

Condition d'espacement :

En travée : St $= \frac{100}{4} = 25cm \leq$ =Min [3h=45cm, 33cm] = 33cm

En appuis : St $= \frac{100}{4} = 25cm \leq$ =Min [4h=60cm, 45cm] = 45cm

Tableau.III.22 : Ferraillage de la dalle pleine.

Position	sens	M_u (KN.m)	μ	β	A_{min} (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)
Travée	x	0.434	0.018	0.991	1.50	0.097	5HA10=3.93	25
	y	0.434	0.018	0.991	1.50	0.097	5HA10=3.93	25
Appuis	x	0.255	0.010	0.995	1.50	0.057	5HA10=3.93	25
	y	0.255	0.010	0.995	1.50	0.057	5HA10=3.93	25

III.5. 3.a.2 Vérification à l'ELS :

$M_{tx}= M_{ty}= 0.85M_{ser} =0.314KN.m$
$M_{ax}= M_{ay}= 0.5M_{ser} =0.185KN.m$

$$M_{t+}\frac{+}{2}\geq 1.2M_x \Longrightarrow 0.314+\frac{0.185\times 2}{2}=0.499 \geq 1.2\times 0.314 =0.377\ldots..c.v$$

Donc : on adopte la section calculée à l'ELU.

Détermination de la valeur de(y) :

$$\frac{}{2} Y^2+ n A'_s (d – c') –n A_s (d – y) = 0 \quad \text{avec } n = 15$$

Moment d'inertie :

$$I= \frac{3}{3} + nA'_s (d – c')^2+ n A_s (d- y)^2$$

Tableau.III.23 : Vérification a l'ELS

Position	M ser (KN.m)	Y (cm)	I_G (cm^4)	K (Mpa)	σb(Mpa)	— (Mpa)	Vérification
Travée	0.314	3.29	6187.424	0.0051	0.167	15	Oui vérifier
Appuis	0.185	3.29	6187.424	0.0030	0.010	15	Oui vérifier

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

Tableau.III.24 : Vérification au cisaillement

	Suivant x	Suivant y
V	$V_x= \frac{\times \times}{2 +} =\frac{11.63\times 2.06\times 4.68}{2\times 2.06+4.68} = 12.74$ KN	$V_y = \frac{\times \times}{3} = \frac{11.63\times 2.06\times 4.68}{3\times 4.68} =7.99$ KN
τ_u	$\tau_u =\frac{}{} =\frac{12.74\times 10^3}{1000\times 125} =0.102$Mpa	$\tau_u =\frac{}{} =\frac{10.40\times 10^3}{1000\times 125} =0.083$Mpa
—	$\bar{\tau} =0.07f_{c28}/\gamma_b=1.17$Mpa	
$\tau_u \leq \bar{\tau}$	oui	oui

Donc : le béton seul résiste à l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

***Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau.III.25 : Vérification de la flèche

1ercondition	$-\geq\frac{1}{20}\times-=0.073>0.0049$
2emeconditon	$-\leq\frac{2}{-}=0.003<0.005$
vérification	oui

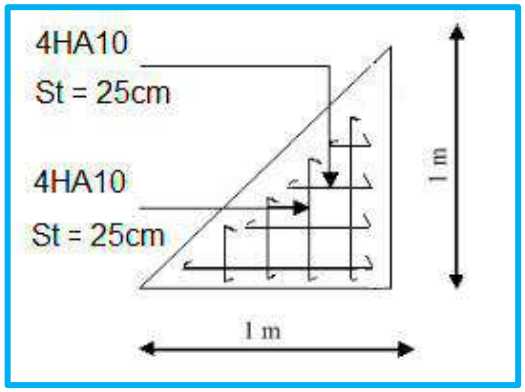


Fig.III.33 : Ferraillage de la dalle pleine triangulaire pour 1 ml.

III.5. 3.b. Calcul des dalles rectangulaire :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastrée dans les poutres, il est préférable d'utilisé la méthode des lignes de rupture.

Application :

Calcul de la charge totale :

Plancher terrasse :

G = 7.45KN/m² } P_u = 15.31 KN/m²

Q = 3.5 KN/m² } P_{ser}= 10.95Kn/m²

Plancher courant :

G = 7.85 KN/m² } P_u= 15.85 KN/m²

Q = 3.5 KN/m² } Pser= 11.35 KN/m²

On choisit la sollicitation la plus défavorable :

P_u = 15.85 KN/m²
Pser= 11.35KN/m²

Lx = 1.10m ; ly = 3.80 m

Détermination de M :

Principe de travail virtuel :

$T_{int}=T_{ext}$

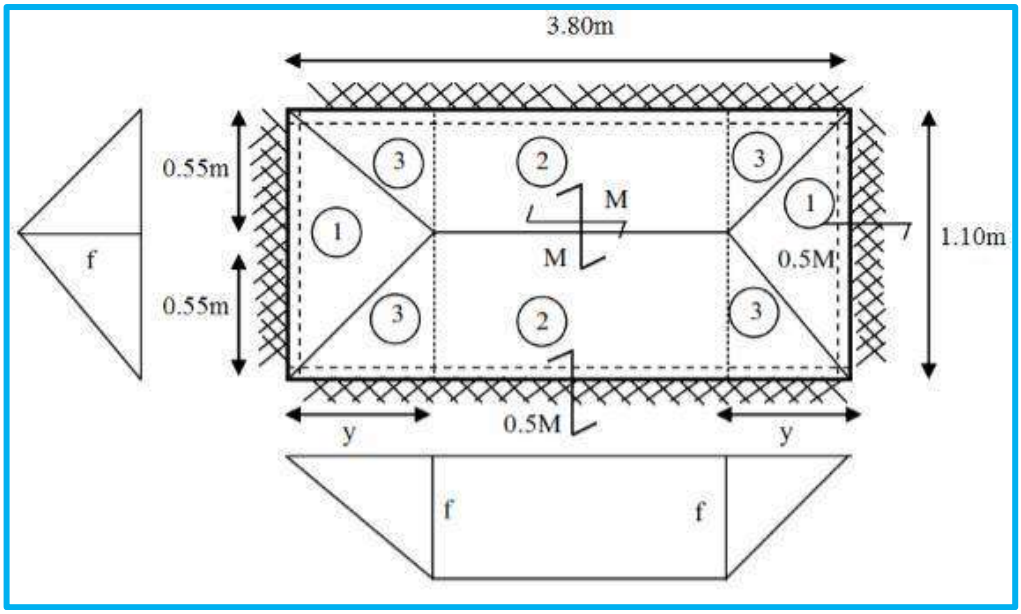


Fig.III.34.Efforts dans la dalle rectangulaire.

a. Travaille externe :

$T_{ext}(1)= P_u L_x \frac{}{2}\frac{}{3}$

$T_{ext}(2) = P_u L_x (L_y-2y) \frac{}{2}$

$T_{ext}(3) = P_u \frac{}{4} y \frac{}{3}$

Donc:

$T_{ext}= \ ^{3}_{=1} \quad (i) \quad = 2T_{ext}(1) + T_{ext}(2) + 4T_{ext}(3) = P_u f [\frac{\times}{2} - \frac{(\times)}{3}]$

D'où :

$T_{ext} = P_u f[2.09-0.37y]$

b. Travail interne :

$T_{int}(1) = ML_x - + 0.5ML_x - = 1.5\ ML_x -$

$T_{int}(2) = M2y — + ML_y —$

Donc :

$T_{int} = {}^{3}_{=1}$ (i) = Mf [1.5 — + $\frac{2}{}$ + —]

D'où :

T_{int}= M f [$\frac{3.3}{}$ +10.36]

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

On obtient : M= [2.09−0.37y] P_u / [$\frac{3.3}{}$+10.36]

P_u = M[$\frac{3.3}{}$+10.36]/[2.09−0.37y]

$\frac{dP}{dy}$ =0 ⟶ $\frac{6.897}{2}$ + $\frac{2.442}{}$ +3.833

Après le calcul on trouve :Y =1.06 m

Donc :

P_u=7.94 M_u ⟶ M_u = $\frac{}{7.94}$

P_{ser}=7.94 M_{ser} ⟶ M_{ser} = $\frac{}{7.94}$

Alors :

$$\begin{cases} M_u = 2.00KN.m \\ M_{ser} = 1.43KN.m \end{cases}$$

III.5. 3.b.1Calcul du ferraillage à l'ELU :

Le moment en travée suivant les deux sens :

$M_{tx}= M_{ty}= 0.80M_u= 1.60KN.m$

Le moment on appuis :

$M_{ax}= M_{ay} = 0.5M_u = 1.00KN.m$

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 m en flexion simple.

Avec : b = 100 cm ; h = 15 cm ; C = 2.5 cm ; σb = 14.2 Mpa ; σs = 348 Mpa.

$$\mu = \frac{Mu}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \; ; A=\frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \; ;$$

Condition d'espacement :

En travée : $St = \frac{100}{4} = 25cm \leq$ =Min [3h=45cm, 33cm] = 33cm

En appuis : $St = \frac{100}{4} = 25cm \leq$ =Min [4h=60cm, 45cm] = 45cm

Tableau.III.26 : Ferraillage de la dalle pleine.

Position	sens	M_u (KN.m)	μ	β	A_{min} (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)
Travée	x	1.60	0.006	0.997	1.50	0.35	5HA10=3.93	25
	y	1.60	0.006	0.997	1.50	0.35	5HA10=3.93	25
Appuis	x	1.00	0.004	0.998	1.50	0.22	5HA10=3.93	25
	y	1.00	0.004	0.998	1.50	0.22	5HA10=3.93	25

III.5. 3.b.2 Vérification à l'ELS :

$Mtx= Mty= 0.80M_{ser} =1.144KN.m$

$Max= May=0.5M_{ser} = 0.715KN.m$

$$M_{t+} \geq 1.2M_x \Longrightarrow 1.144 + \frac{0.715 \times 2}{2} = 1.859 \geq 1.2 \times 1.144 = 1.373 \ldots..c.v$$

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

Détermination de la valeur de(y) :

$\frac{}{2}\ Y^2 + n\,A'_s\,(d - c') - n\,A_s\,(d - y) = 0$ avec n = 15

Moment d'inertie :

$I= \frac{3}{3} + nA'_s\,(d - c')^2 + n\,A_s\,(d- y)^2$

Tableau. III.27 : Vérification a l'ELS.

Position	M ser (KN.m)	Y (cm)	I_G (cm^4)	K (Mpa)	σb(Mpa)	— (Mpa)	Vérification
Travée	1.144	3.29	6187.424	0.018	0.61	15	Oui vérifier
Appuis	0.715	3.29	6187.424	0.011	0.38	15	Oui vérifier

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

Tableau.III.28 : Vérification au cisaillement

V_u	$V_x = \frac{}{2} = \frac{15.85\times1.10}{2} = 8.72$ KN
τ_u	$\tau_u = \frac{}{} = \frac{8.72\times10^3}{1000\times125} = 0.070$Mpa
–	$^{-} = 0.07 f_{c28}/\gamma_b = 1.17$Mpa
$\tau_u \leq$ –	oui

Donc le béton seul résiste à l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

***Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau.III.29 : Vérification de la flèche

1^{er}condition	$- \geq \frac{1}{20} \times \frac{}{} = 0.136 > 0.033$
2^{eme}conditon	$\frac{}{} \leq \frac{2}{} = 0.003 < 0.005$
vérification	oui

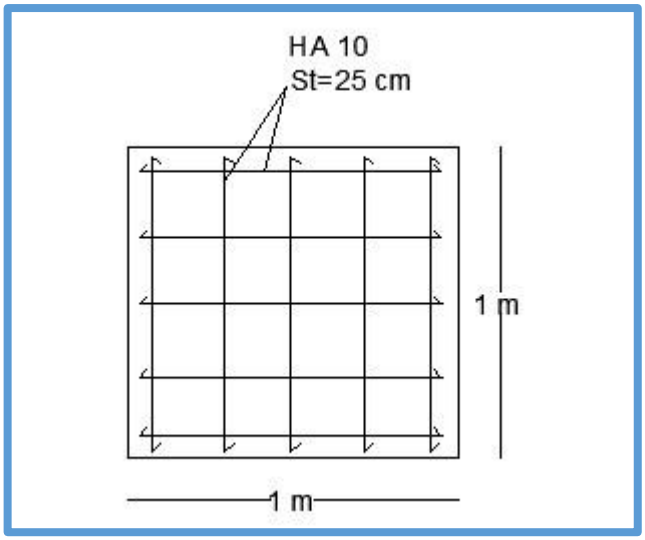


Fig.III.35 : Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire .

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celle, qui a le plus d'effet sur les structures dans les zones urbanisées.

Peut-on prévoir un tremblement de terre, Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme.

La seule chose que nous puissions prédire avec certitude c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre ; plus nous sommes proches du suivant.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismique consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme.

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- ✓ Rependre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- ✓ Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- ✓ Minimiser les effets de torsion.

***Vue de la Structure en 3D :**

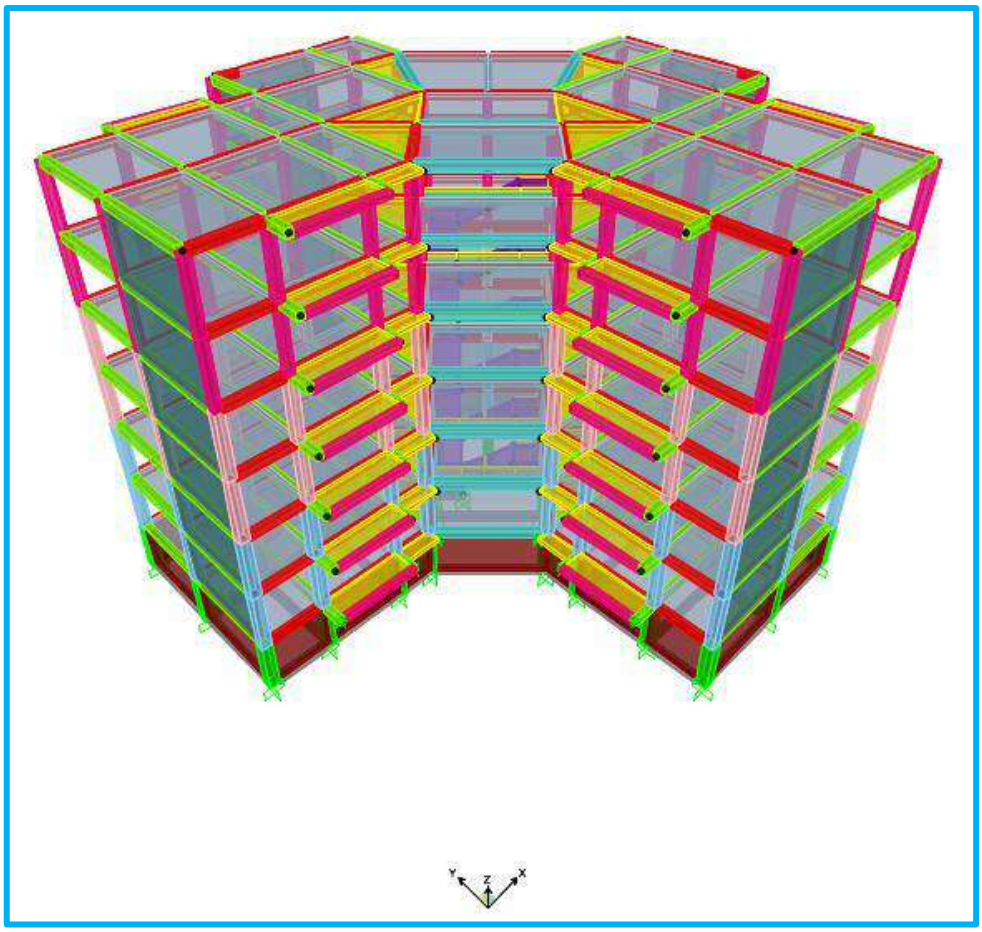


Fig.IV.1.Vue de la Structure en 3D

***Disposition des voiles :**

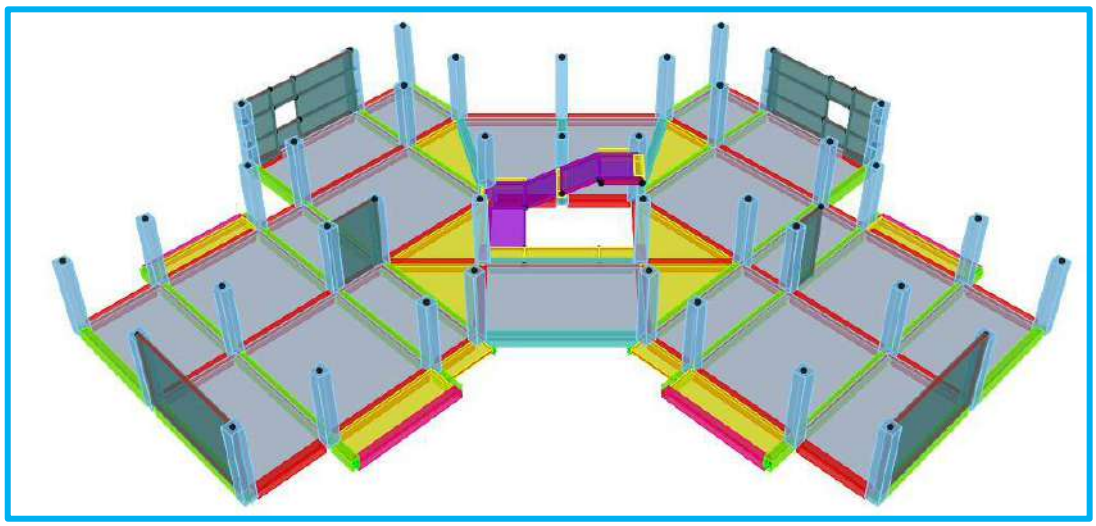


Fig.IV.2.Disposition des voiles.

IV.2. 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.2.1.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 (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux).

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

$X_G = \frac{\sum \times}{}$ et $Y_G = \frac{\sum \times}{}$

Avec :

- ✓ Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- ✓ Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- ✓ XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2.Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- ✓ Une force passant par ce point provoquant 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 provoquant 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 :

$X_T = \frac{\sum \times}{}$ et $Y_T = \frac{\sum \times}{}$

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 :

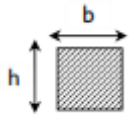
✓

centre de gravité ;

✓ Pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.

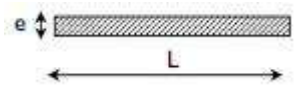
✓ Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

- Pour les poteaux : $I_x = \frac{^3}{12}$; $I_y = \frac{^3}{12}$



- pour les voiles pleins : un voile est un élément structural résistant, il reprend les efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que l'on peut déterminer en %, il a un grand rôle d'augmenter la rigidité de la structure, donnant une grande marge de stabilité de la structure.

$I_x = \frac{^3}{12}$; $I_y = \frac{^3}{12}$



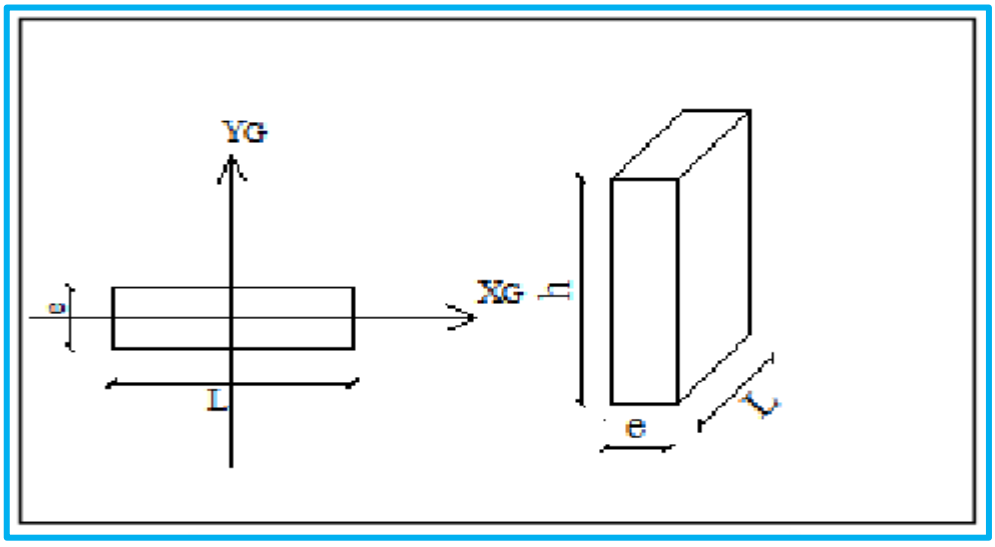


Fig.IV.3.Voile plein.

- Voiles avec ouvertures **:**

Suite à l'exigence d'architecture parfois on a des baies dans l'endroit qui contient des voiles, donc on fait les calculs pour un voile avec une ou plusieurs files d'ouvertures.

Le voile avec file d'ouverture qui est notre cas est constitué par deux montants appelés trumeaux, et une traverse qui sépare deux ouvertures en élévation, appelée linteau.

$B_1 = e.b_1$; $B_2 = e.b_2$ $I_1 = \frac{^3}{12}$; $I_2 = \frac{^3}{12}$

$I_0 = I_1 + I_2$

$I = I_0 + B_1$

I : inertie totale du refend.

E : module d'élasticité du matériau constituant le voile.
m : moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité de l'ensemble.
$M = \frac{2}{1+2}$

I: moment d'inertie des trumeaux.
Bi : aire des éléments du voile.
2c : distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.
a : demi portée de l'ouverture.
$\alpha = W.\ H_0$(Coefficient de monolithisme des voiles).
H_0 : hauteur totale du voile.

$W^2 = \frac{3...}{0...3.}$ Voile à une seule file d'ouverture.

H : hauteur d'étage.
A0(ξ,α): est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut:

$A_0(\xi,\alpha) = \frac{2}{3} + \frac{2}{3}^{2} \cdot \frac{}{} - \frac{2}{2}$ si $\xi = 0$

Avec : $\xi =$ – si $0 < \xi < 1$

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

Remarque :

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

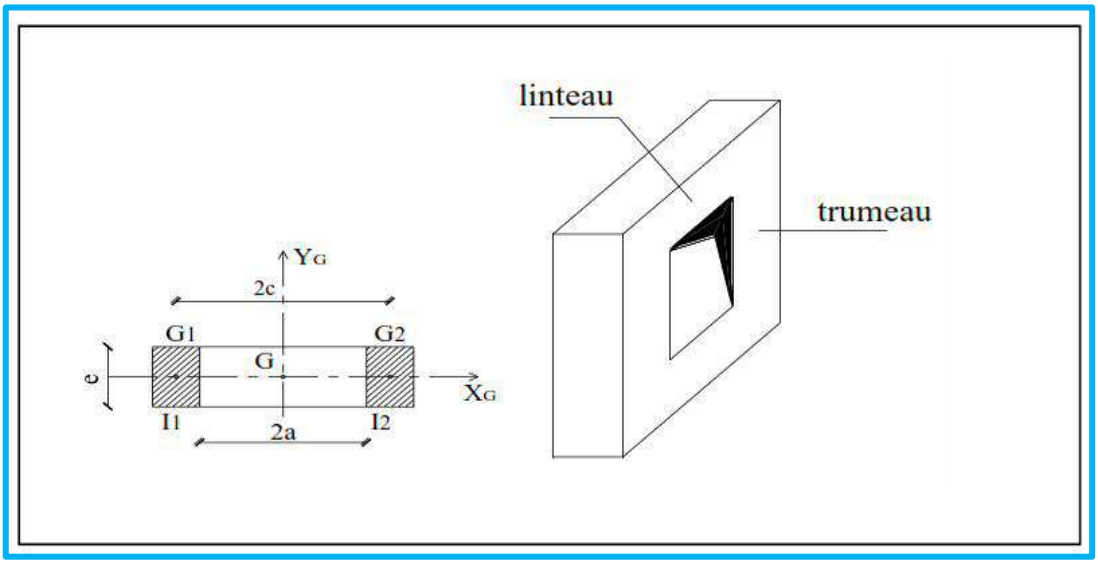


Fig.IV.4.Voile avec une seule ouverture.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.1 : Calcul du centre de masse et de torsion.

	Masse et centre de Masse					Inertie et centre de torsion					
Niveau	Wi (KN)	$\sum W_i X_i$	$\sum W_i Y_i$	X_G	Y_G	$\sum I_x$ (m^4)	$\sum I_y$ (m^4)	$\sum I_x X_i$	$\sum I_y y_i$	XR (m)	YR (m)
2.55	5634.61	81814.54	80124.15	14.52	14.22	0.51	0.36	6.41	4.80	12.65	13.46
5.61	5444.56	74536.03	74209.35	13.69	13.63	2.22	2.10	25.05	24.56	11.29	11.69
8.67	5387.25	73751.45	73428.22	13.69	13.63	2.22	2.10	25.05	24.56	11.29	11.69
11.73	5330.44	72973.72	72653.90	13.69	13.63	2.17	2.05	24.21	23.86	11.17	11.64
14.79	5279.87	72281.42	71964.63	13.69	13.63	2.18	2.05	24.37	24.12	11.16	11.76
17.85	4941.23	67744.26	67497.20	13.71	13.66	2.15	2.02	23.68	23.62	11.02	11.72
20.91	4093.50	56654.04	56654.04	13.84	13.84	2.15	2.02	23.68	23.62	11.02	11.72

IV.2. 3. Excentricité :

IV.2. 3.A. Excentricité théorique :

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

$E_x =$ et $E_y =$

IV.2. 3.B. Excentricité accidentelle selon RPA version 2003 ►► [Art 4.3.7] ◄◄ :

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 doitêtre prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
✓ Excentricité théorique résultant des plans.

$E_x = 0{,}05 . L_x$
Avec : $L_x = Ly = 26.16m$
$E_y = 0{,}05 . L_y$

IV.2. 3.C. Excentricité admissible selon RPA version 2003►► [Art 3.5.1-a] ◄◄ :

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Excentricité suivant x = 15 %.Lx = 3.92 m

Avec :L_x = Ly=26.16m

Excentricité suivant y = 15 %.Ly = 3.92 m

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.2 : Evaluation de l'excentricité de chaque niveau

	Longueur	Excentricité théorique				Excentricité accidentelle		Excentricité admissible		Vérification
Niveau (m)	Lx=Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)	Ex (%)	Ey (%)	E (m)	E (%)	E(m)	E (%)	
2.55	26.16	1.87	0.76	7.15	2.91	1.31	5	3.92	15	C.V
5.61	26.16	2.40	1.94	9.17	7.42	1.31	5	3.92	15	C.V
8.67	26.16	2.40	1.94	9.17	7.42	1.31	5	3.92	15	C.V
11.73	26.16	2.52	1.99	9.63	7.61	1.31	5	3.92	15	C.V
14.79	26.16	2.53	1.87	9.67	7.15	1.31	5	3.92	15	C.V
17.85	26.16	2.69	1.94	10.28	7.42	1.31	5	3.92	15	C.V
20.91	26.16	2.82	2.12	10.78	8.10	1.31	5	3.92	15	C.V

IV. 3. Choix de la méthode de calcul :

IV. 3.1. Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers.

Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

❖Méthode statique équivalente.

❖Méthode d'analyse modale spectrale.

❖Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre structure étudié présente une configuration irrégulière et la hauteur dépassant les 17m, donc selon le RPA99 version 2003 ►► [Art 4.1.2.b] ◄◄ [1], la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, et en même temps pour simplifier les calculs, en utilise le logiciel d'analyse 'SAP2000'.

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.1. Principe :

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

IV.3.2.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le 'SAP2000'est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

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

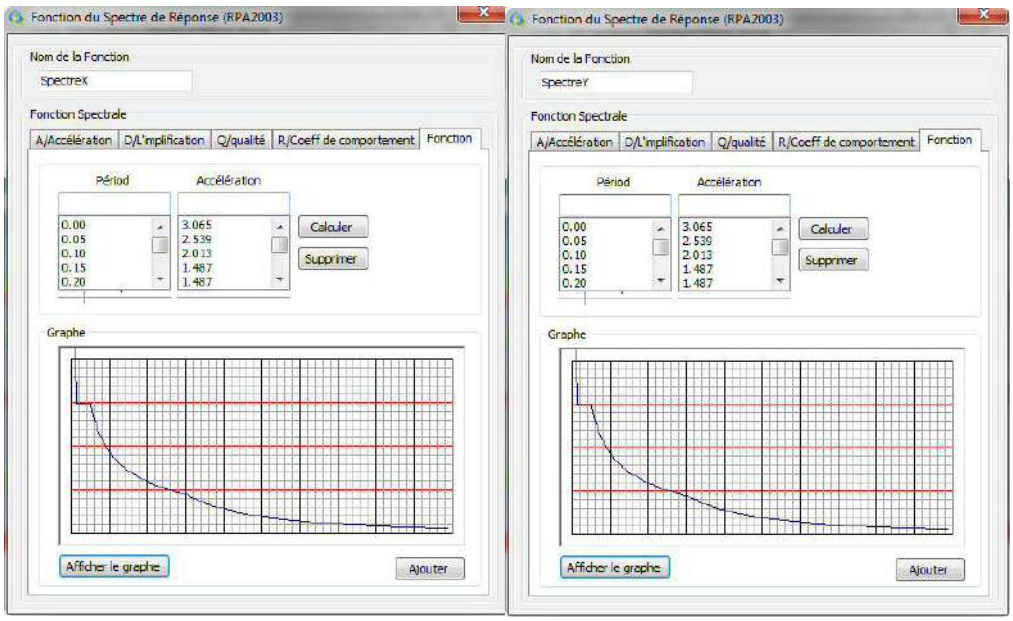


Fig.IV.5.Spectre de réponse.

***Coefficient d'accélération A : selon RPA99 version 2003 ►► [Tab.4.1] ◄◄** [1]

- *L'ouvrage est du « groupe 2» (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m).*
- *L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de Boumerdes (zone III).*

Donc : A=0,25

*** facteur de correction d'amortissement η: selon RPA99 version 2003►► [Tab.4.2] ◄◄ [1]**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0{,}7 \Rightarrow \eta = 0{,}882$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique *(ξ=7%)*.

*** coefficient de comportement R : RPA99 version 2003 ►► [**Art**.3.4.A.4.b] ◄◄ [1]**

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.

Donc : R = 5.

Justification du coefficient de comportement R selon RPA version2003►►[Art 3.5]◄◄[1]:

Suivant X :

Tableau.IV.4 : Justification du coefficient de comportement R suivant X

	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
20.91	4453.088	3801.242	651.846	1189.967	641.164	548.803
17.85	9880.636	8428.439	1452.197	1849.515	732.353	1117.162
14.79	15657.501	13568.954	2088.547	2507.815	1079.501	1428.314
11.73	21410.236	18591.526	2818.710	3061.474	990.420	2071.054
8.67	27404.951	24156.121	3248.830	3504.449	1136.230	2368.219
5.61	32436.036	29487.336	2948.700	2523.866	950.001	1573.865
2.55	15928.718	13270.068	2658.650	1307.920	153.476	1154.444

Valeur en pourcentage :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
20.91	100 %	85.362 %	14.638 %	100 %	53.881 %	46.119 %
17.85	100 %	85.303 %	14.697 %	100 %	39.597 %	60.403 %
14.79	100 %	86.661 %	13.339 %	100 %	43.045 %	56.955 %
11.73	100 %	86.835 %	13.165 %	100 %	32.351 %	67.649 %
8.67	100 %	88.145 %	11.855 %	100 %	32.423 %	67.577 %
5.61	100 %	90.909 %	9.091 %	100 %	37.641 %	62.359 %
2.55	100 %	83.309 %	16.691 %	100 %	11.734 %	88.266 %

Suivant Y :

Tableau.IV.5 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y

	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
20.91	4102.310	3801.242	301.068	1135.723	761.254	374.469
17.85	9139.155	8428.439	710.716	1682.611	700.224	982.387
14.79	14644.559	13568.954	1075.605	2336.923	1071.102	1265.821
11.73	20068.381	18591.526	1476.855	2904.393	979.627	1924.766
8.67	25905.548	24156.121	1749.427	3350.105	1133.445	2216.660
5.61	30670.425	29487.336	1183.089	3730.526	1006.577	2723.949
2.55	14122.053	13270.068	851.985	864.891	156.270	708.621

Valeur en pourcentage :

	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort Tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
20.91	100 %	92.661 %	7.339 %	100 %	67.028 %	32.972 %
17.85	100 %	92.223 %	7.777 %	100 %	41.615 %	58.385 %
14.79	100 %	92.655 %	7.345 %	100 %	45.834 %	54.166 %
11.73	100 %	92.641 %	7.359 %	100 %	33.729 %	66.271 %
8.67	100 %	93.247 %	6.753 %	100 %	33.833 %	66.167 %
5.61	100 %	96.143 %	3.857 %	100 %	26.982 %	73.018 %
2.55	100 %	93.967 %	6.033 %	100 %	18.068 %	81.932 %

*** facteur de qualité Q : selon le RPA 2003 ►► [Tab.4.4] ◄◄ [1]**

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 :

$$(Q = 1 \pm \sum_{1}^{6} P_q).$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau. IV.6 : Valeurs des pénalités P_q.

	P_q			
Critère "q"	Observé	N/Observé	Q_x	Q_y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0
2. Redondance en plan	0	0.05	0	0
3. Régularité en plan	0	0.05	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10	0.10	0
			1.10	**1.10**

En récapitulant les résultats on trouve :

Q_x= 1+0.10=1.10

Q_y =1+0.05+0.05=1.10

*** périodes caractéristiques : selon le RPA 2003 ►► [Tab.4.7] ◄◄ [1]**

T_1 =0.15s

T_2 =0.50s

} Site S3

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de spectre de réponse.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 version2003 [1] exige les vérifications suivantes :

Stabilité de la structure :

1. Vérification du comportement modale de la structure.
2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).
3. Vérification de la force sismique V à la base.
4. Vérification de la stabilité au renversement.
5. Vérification de l'effet P-Δ.

Résistance des éléments :

6. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.
7. Vérifications des déplacements inter-étage.
8. Vérification du cisaillement des éléments.
9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes :

Tableau. IV.7 : Vérification de comportement des trois premiers modes

Mode1	Mode2	Mode3
translation pur suivant l'axe Y, avec : T_1= 0.438s	**translation pur suivant l'axe X, avec : T_2 = 0.411s**	**rotation autour de l'axe Z, avec : T_3 =0.291s**

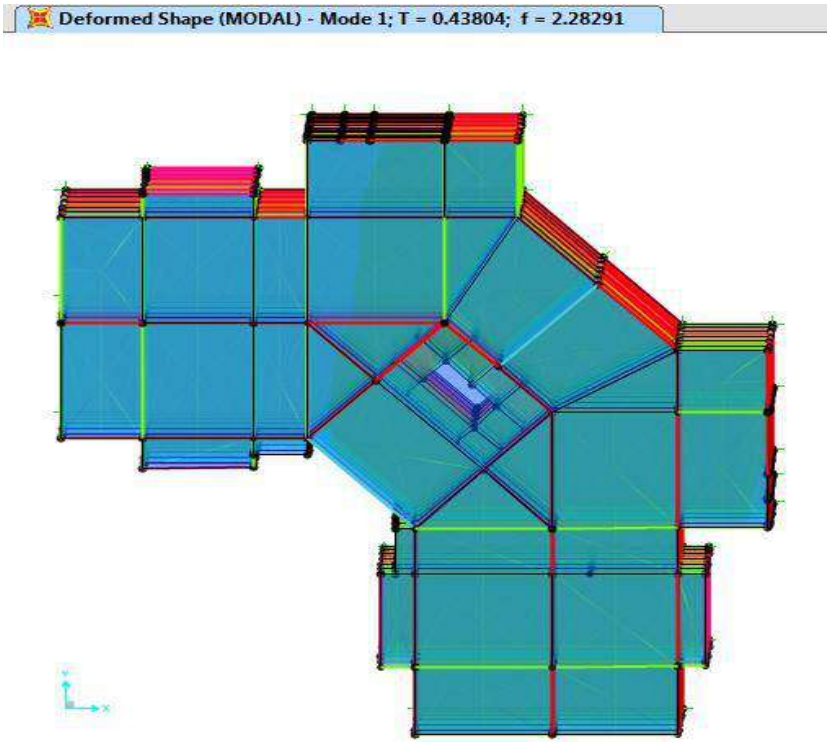


Fig.IV.6. Comportement de 1er mode (translation pur suivant l'axe Y)

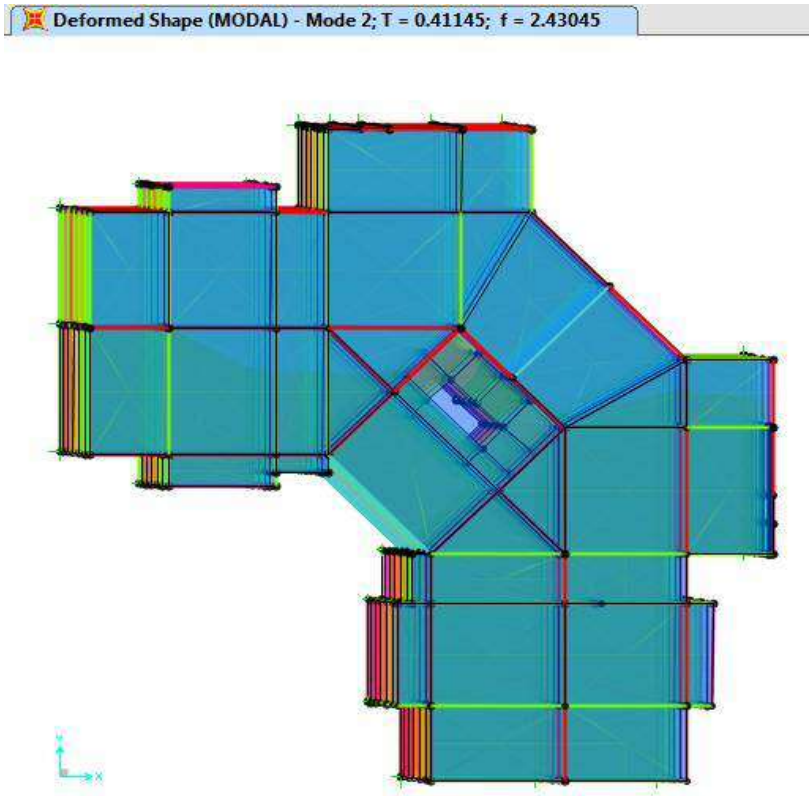


Fig.IV.7. Comportement de 2ème mode (translation pur suivant l'axe X)

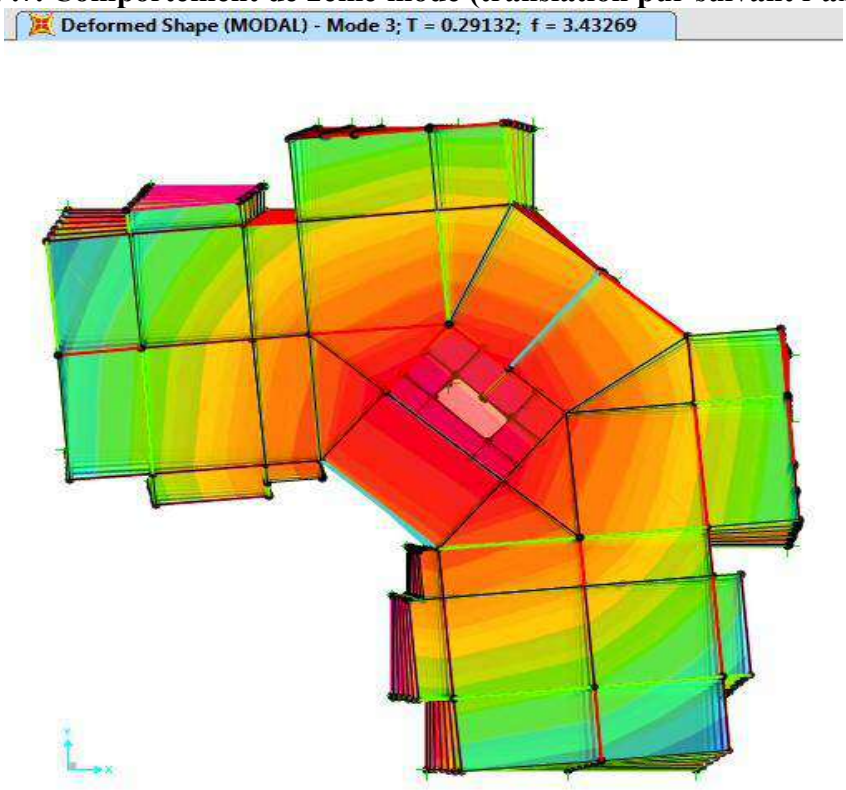


Fig.IV.8.comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z)

IV.4.2.vérification de participation massique : Selon RPA version 2003 ►► [Art *4.3.4.*

***a]* ◄◄ [1]**

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.

Tableau. IV.8 : vérification de participation massique

Mode (i)	Période (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	Cumulée de UX (%)	Cumulée de UY (%)	Cumulée de RZ(%)
1	0.438	0.012	0.659	0.000	0.012	0.659	0.000
2	0.411	0.659	0.012	0.000	0.671	0.672	0.000
3	0.291	0.000	0.000	0.663	0.671	0.672	0.663
4	0.121	0.000	0.167	0.000	0.671	0.839	0.663
5	0.114	0.164	0.000	0.000	0.835	0.839	0.663
6	0.078	0.000	0.000	0.000	0.835	0.839	0.663
7	0.076	0.000	0.000	0.086	0.835	0.839	0.749
8	0.075	0.000	0.000	0.000	0.835	0.839	0.749
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
76	0.036	0.000	0.000	0.000	0.899	0.902	0.855
77	0.036	0.001	0.000	0.000	0.900	0.902	0.856
78	0.035	0.000	0.000	0.000	0.900	0.902	0.856
∑période	1.605						

La structure est dissipé plus de 90% de l'énergie stocke au 77ème mode alors :

Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.3.4-b] ◄◄ [1] le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20$ sec

Où :
N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et **T_K** la période du mode K.

IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.2.6] ◄◄ [1]

La résultante des forces sismique à la base E_d 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

Donc il faut vérifier que : —

Calcul de la force sismique totale : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.2.3] ◄◄[1]

$$=V_y=\frac{0.25\times2.205\times1.10\times39596.678}{5}=4802.09\ KN$$

Tableau. IV.9 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

E_{dX}KN	W KN	MY KN-m	VsxKN	Edx/Vsx	Vérification
3411.79	32.58	58880.20	4802.09	0.710	N.Vérifier
283.83	21.05	4578.50			
0.00	39596.68	-550655.46			
E_{dY}KN	**W KN**	**MX KN-m**	**VsyKN**	**Edy/Vsy**	**Vérification**
283.50	32.58	4470.52	4802.09	0.712	N.Vérifier
3418.16	21.05	58788.66			
0.00	39596.68	548659.52			

Pour les deux direction (x,y) la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $0.8V/E_d$.

— $0.8 = 1.1226$

— $0.8 = 1.1239$

C'est-à-dire on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction x (E_{dx}) dans la combinaison, par le coefficient '1.1226'.
Et on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction y (E_{dy}) dans la combinaison, par le coefficient '1.1239'

Donc :
- E_{dX} =3841.67 KN
- E_{dY} =3841.67 KN

IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.4.1] ◄◄ [1]

Le moment de renversement est égal à : $M_{Rx} = h_i . F_{ix}$ et $M_{Ry} = h_i . F_{iy}$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i

Le moment de stabilité est égal à : $M_{sx} = W.X_G$ et $M_{sy} = W.Y_G$

Avec :

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

Il faut vérifier que :—

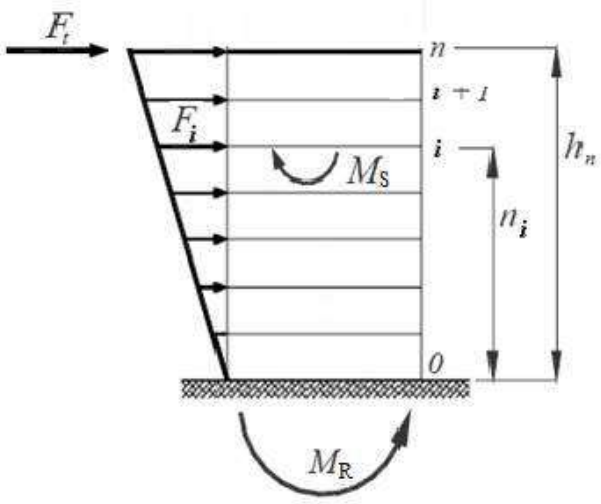


Fig. IV.9.Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

IV.4.4.a. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : RPA version 2003 ►► [Art 4.4.1] ◄◄ [1]

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$V = F_t +$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0{,}07\ TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{}{n=1}$$

Ou F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i: niveau du plancher ou s'exerce la force F_i

h_j : niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : poids revenant aux plancher i, j

Car on a T<0.7 donc F_t=0 **KN**

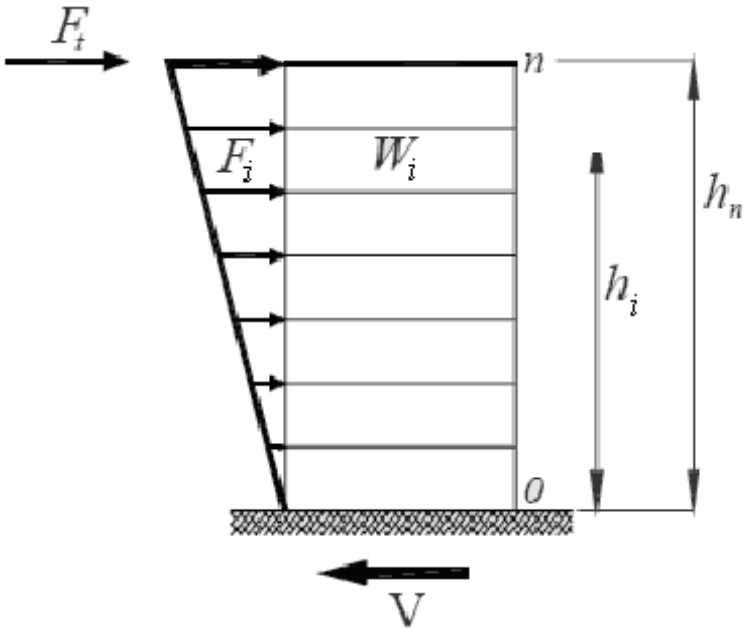


Fig.IV.10.Distribution des forces sismiques

Tableau.IV.10 : les forces sismiques de chaque niveau

Niveau (m)	W_i (kN)	Wihi	Fix	Fiy
3.06	5444.56	16660.35	203.87	203.87
6.12	5387.25	32969.97	403.44	403.44
9.18	5330.44	48933.44	598.78	598.78
12.24	5279.87	64625.61	790.80	790.80
15.30	4941.23	75600.82	925.10	925.10
18.36	4093.50	75156.66	919.67	919.67

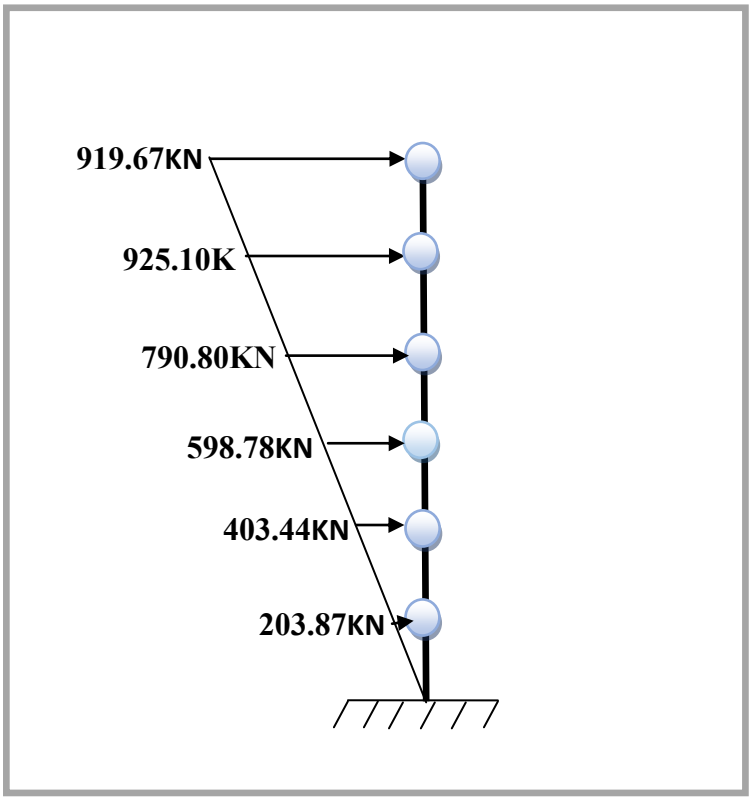


Fig.IV.11.Concentration des forces sismiques aux étages

IV.4.4.b. Moment de renversement :

Tableau.IV.11 : calcul du moment de renversement

Niveau (m)	Fix(KN)	Fiy(KN)	M_{Rx}(KN.m)	M_{Ry}(KN.m)
3.06	203.87	203.87	623.83	623.83
6.12	403.44	403.44	2469.07	2469.07
9.18	598.78	598.78	5496.83	5496.83
12.24	790.80	790.80	9679.43	9679.43
15.30	925.10	925.10	14154.09	14154.09
18.36	919.67	919.67	16885.12	16885.12
		$\sum M_R$	49308.38	49308.38

IV.4.4.c. Moment stabilisant :

Tableau.IV.12 : calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Fix(KN)	Fiy(KN)	M_{sx}(KN.m)	M_{sy}(KN.m)
3.06	295.66	295.66	74536.03	74209.35
6.12	452.12	452.12	73751.45	73428.22
9.18	605.25	605.25	72973.72	72653.90
12.24	755.90	755.90	72281.42	71964.63
15.3	853.78	853.78	67744.26	67497.20
18.36	828.55	828.55	56654.04	56654.04
		$\sum M_s$	417940.93	416407.34

Donc il faut vérifier que :—

Tableau.IV.13 : Vérification de stabilisation

M_{Rx}(KN.m)	M_{Ry}(KN.m)	M_{sx}(KN.m)	M_{sy}(KN.m)	Msx/Mry	Msy/Mrx	Vérification
49308.38	49308.38	417940.93	416407.34	8.48	8.44	Vérifier

Commentaire :

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

IV.4.5. Vérification des déplacements inter-étages :

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

$\delta_k = \delta_{ek}$ *R **[selon RPA99 version2003 : ►►Art 4.4.3◄◄] [1]**

➢δek: Déplacement du aux forces séismiques Fi.

➢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 RPA99 version2003 : ►►Art 4.4.3◄◄] [1]**

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser $0.01h_e$

Tableau. IV.15 : Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau (m)	δ_{ekx} (cm)	$\delta_{kx} = \delta ek*R$ (cm)	**Δkx** cm	**he/100** cm	**Vérification ΔU1 ≤ he/100**
2.55	0.00	0.00	0.00	2.55	VRAI
5.61	0.10	0.51	0.51	3.06	VRAI
8.67	0.25	1.25	0.74	3.06	VRAI
11.73	0.42	2.12	0.87	3.06	VRAI
14.79	0.61	3.03	0.91	3.06	VRAI
17.85	0.79	3.93	0.90	3.06	VRAI
20.91	0.95	4.77	0.84	3.06	VRAI

Tableau. IV.16 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau (m)	δ_{eky} (cm)	$\delta_{ky} = \delta ek*R$ (cm)	**Δky** cm	**he/100** cm	**Vérification ΔU1 ≤ he/100**
2.55	0.00	0.00	0.00	2.55	VRAI
5.61	0.11	0.56	0.56	3.06	VRAI
8.67	0.27	1.37	0.81	3.06	VRAI
11.73	0.47	2.34	0.97	3.06	VRAI
14.79	0.67	3.37	1.03	3.06	VRAI
17.85	0.88	4.42	1.05	3.06	VRAI
20.91	1.08	5.41	0.99	3.06	VRAI

IV.4.6.Vérification des déplacements en tête : selon CBA99 ►►Art B 6.5.3◄◄[2]

Pour le calcul des déplacements en tête en suppose notre structure comme une console encastre à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et on vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console.

Avec : =H/250

: Déplacement admissible de la structure.

Tableau. IV.14 : Vérification des déplacements en tête

	δ_{ek} (cm)	$\delta_k = \delta ek *R$ (cm)	=H/250 (cm)	Vérification $\delta_k \leq$
Suivant X	0.95	4.77	8.36	Vérifier
Suivant Y	1.08	5.41	8.36	Vérifier

Commentaire :

Les déplacements (en tête et inter étage) sont inférieure aux déformations admissibles

IV.4.7.Vérification de cisaillement des éléments :

Par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

a- les poutres : Selon *CBA93* ►► [Art A.5.1] ◄◄ [2]

τ_{max} = —

=Min [0.2—^{28} ; 5Map]

il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq$

Tableau.IV.17 : Vérification de cisaillement des poutres

	T(KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq$
PP30*45	130.19	1.021	ELU	3.33	Vérifier
PP30*40	99.646	0.885	ELU	3.33	Vérifier
PS30*35	50.385	0.517	G+Q+E_{dy}	4.34	Vérifier

b- les poteaux : Selon RPA99 version2003 ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄ [1]

τ_{max} = —

= $_{28}$avec : = $\begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda < 5 \end{cases}$ et f_{c28}= 25Mpa

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq$

Tableau.IV.18 : Vérification de cisaillement des poteauxsens X

	T_x (KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq$
Poteaux 50*50	75.600	0.320	ELU	1	Vérifier
Poteaux 45*45	170.440	0.891	G+Q+E_{dx}	1	Vérifier
Poteaux 40*40	177.799	1.185	G+Q+E_{dx}	1.875	Vérifier
Poteaux 35*35	146.057	1.284	G+Q+E_{dx}	1.875	Vérifier

Tableau.IV.19 : Vérification de cisaillement des poteauxsens Y

	T_y (KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	(Mpa)	Vérification $\tau_{max}\leq$
Poteaux 50*50	63.677	0.268	G+Q+E_{dy}	1	Vérifier
Poteaux 45*45	139.549	0.730	G+Q+E_{dy}	1	Vérifier
Poteaux 40*40	158.051	1.054	G+Q+E_{dy}	1.875	Vérifier
Poteaux 35*35	137.655	1.210	G+Q+E_{dy}	1.875	Vérifier

Commentaire :

Les poteaux sont soulagé sous l'effet des combinaisons G+Q+E et ELU

IV.4.8.Vérification de l'effort normal réduit à la base : selon RPA version 2003►►

[Art 7.1.3.3] ◄◄ [1]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$= \frac{}{\times \quad 28} \quad 0,3$$

Où :

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

Bc est l'aire (section brute) de cette dernière

fcj : est la résistance caractéristique du béton

Tableau.IV.20 : Vérification de l'effort normal réduit à la base.

	N_d (KN)		Sous la combinaison	Vérification 0,3
Poteaux 50*50	1634.637	0.261	G+Q+E_{dx}	Vérifier
Poteaux 50*50	1670.471	0.267	G+Q+E_{dy}	Vérifier

IV.4.9.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : selon RPA version 2003►► [Art 5.9]

◄◄[1]

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 -dessus du niveau « k ».

- V_k
- Δ_k: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k–1 ».
- h_k

Si $0.10 < \theta$ –
amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1}$$

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

Tableau.IV.21 : Vérification l'effet P-Δ sens X

Niveau (m)	hk	W_i (kN)	Fix	**Δkx** cm	θkx	Vérification θkx ≤ 0.1
3.06	306	5444.56	203.87	0.51	0.04	VRAI
6.12	306	5387.25	403.44	0.74	0.03	VRAI
9.18	306	5330.44	598.78	0.87	0.03	VRAI
12.24	306	5279.87	790.80	0.91	0.02	VRAI
15.3	306	4941.23	925.10	0.90	0.02	VRAI
18.36	306	4093.50	919.67	0.84	0.01	VRAI

Tableau.IV.22 : Vérification l'effet P-Δsens Y

Niveau (m)	hk	W_i (kN)	Fiy	**Δky** cm	θky	Vérification θky ≤ 0.1
3.06	306	5444.56	203.87	0.56	0.05	VRAI
6.12	306	5387.25	403.44	0.81	0.04	VRAI
9.18	306	5330.44	598.78	0.97	0.03	VRAI
12.24	306	5279.87	790.80	1.03	0.02	VRAI
15.3	306	4941.23	925.10	1.05	0.02	VRAI
18.36	306	4093.50	919.67	0.99	0.01	VRAI

IV.5.Conclusion générale:

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de la structure. La structure à une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correct.

CHAPITRE V :
Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction :

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont atteints si les critères ci-après relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les déformations et la stabilité de forme sont satisfaits simultanément.

Cette étape est nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments résistants.

V.2.Calcul des poutres :

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont sollicitées par les moments fléchissant et les efforts tranchants, Le ferraillage sera déterminé en calculant les poutres en flexion simple.

Nous prendrons pour chacun des deux types de poutres (principales et secondaires) une poutre intermédiaire et une poutre de rive.

➢ **Les combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitation nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

❖ D'après le CBA 93[2] (situation durable)

- E.L.U : 1.35G + 1.5Q (Art.A.3.3.2) [2]
- E.L.S : G + Q (Art.A.3.3.3) [2]

❖ D'après l'article 5.2 du RPA99 [1] (situation accidentelle)

- G+Q ± E
- 0.8G ± E

G : charge permanente.
Q : charge d'exploitation.
E : charge sismique.

➢ **Les sections :**

- Poutres principales (bxh)= (30x40) cm^2
- Poutres principales (bxh)= (30x45) cm^2
- Poutres secondaires (bxh)= (30x35) cm^2

➢ **Les matériaux :**

- Situation durable :

- Béton : σbc= 14.2 MPa ; $fc28$= 25 MPa ; γb= 1.5
- Acier: FeE 400; σs= 348 MPa; FeE 400; γs = 1.15

- Situation accidentelle :

- Béton : σbc= 18.48 MPa ; fc28= 25 MPa ; γb= 1.5
- Acier :FeE 400 ; σs= 400 MPa; γs = 1

V.2.2.Recommandation des règlements :

❖ **Selon le RPA99 version 2003►► [Art7.5.2] ◄◄ [1] :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

✓ 4% en zone courante

✓ 6 % en zone recouvrement

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui
- La longueur minimale de recouvrement est de :

  50Φen zone III
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans notre cas, nous allons ferrailler les poutres les plus sollicitées .Le ferraillage sera Fait pour une situation durable et accidentelle (le cas le plus défavorable)

❖ **Selon le CBA93 ►► [A.7.1.2] ◄◄ [2]:**

La section des armatures longitudinales (A.7.1.2) est : $A \geq A_{min} = \frac{\cdot}{1000}$

- St≤ min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{}{} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{}{} \geq \frac{(\quad 0.3 \quad _{28} \cdot \quad)}{0.9 \quad (\quad +\sin \quad)}$

Avec K=1, $\alpha=90^0$

Le diamètre des armatures transversales (A.6.4.2) est donné par : $\leq \min [\frac{}{35} ; \frac{}{10}]$

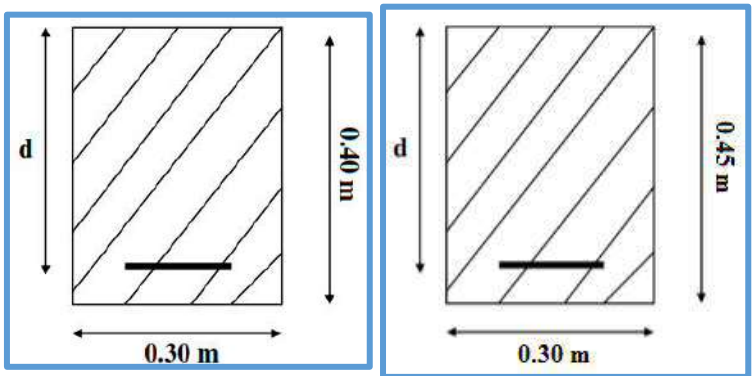


Fig.V.1 : la section des poutres principales

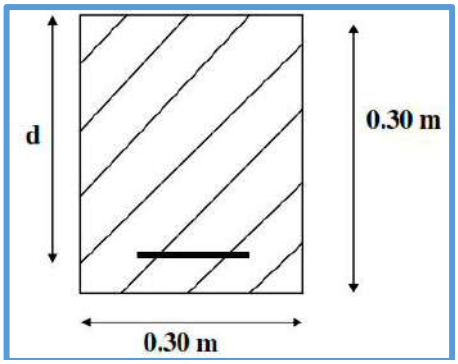


Fig.V.2 : la section des poutres secondaires

V.2.3. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

- **Armatures longitudinales :**

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau .V.1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_u (KN.m)	combinaison	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)
Terrasse	30*45	inter	Travée	68.23	ELU	4.8	5HA12=5.65
			Appui	-76.33	ELU	5.4	3HA14+1HA12=5.75
		rive	Travée	40.08	ELU	2.8	3HA12=3.39
			Appui	-52.68	ELU	3.7	3HA14=4.62
Etage courant	30*45	inter	Travée	71.12	ELU	5.1	5HA12=5.65
			Appui	-87.58	$G+Q+E_{dx}$	5.4	3HA14+1HA12=5.75
		rive	Travée	46.98	ELU	3.3	3HA12=3.39
			Appui	-64.84	$G+Q+E_{dy}$	3.9	3HA14=4.62
Terrasse	30*40	inter	Travée	48.28	ELU	3.9	4HA12=4.52
			Appui	-74.17	ELU	6.1	4HA14=6.16
		rive	Travée	27.65	$G+Q+E_{dy}$	1.9	3HA12=3.39
			Appui	-71.21	$G+Q+E_{dy}$	5.0	3HA14+1HA12=5.75
Etage courant	30*40	inter	Travée	45.29	ELU	3.6	4HA12=4.52
			Appui	-80.42	$G+Q+E_{dx}$	5.7	3HA14+1HA12=5.75
		rive	Travée	32.61	$G+Q+E_{dy}$	2.2	3HA12=3.39
			Appui	-83.39	$G+Q+E_{dy}$	5.9	4HA14=6.16

Tableau .V.2: Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_u (KN.m)	combinaison	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)
Terrasse	30*35	inter	Travée	16.50	$G+Q+E_{dx}$	1.3	3HA12=3.39
			Appui	-34.72	$G+Q+E_{dy}$	2.8	3HA12=3.39
		rive	Travée	31.14	$0.8G+E_{dy}$	2.5	3HA12=3.39
			Appui	-37.06	$G+Q+E_{dy}$	2.9	3HA12=3.39
Etage courant	30*35	inter	Travée	23.63	$G+Q+E_{dy}$	3.1	4HA12=4.52
			Appui	-39.12	$G+Q+E_{dx}$	1.9	4HA12=4.52
		rive	Travée	43.53	$0.8G+E_{dy}$	3.5	4HA12=4.52
			Appui	-51.63	$G+Q+E_{dy}$	4.2	4HA12=4.52

V.2.4. 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 :

=0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : ≤

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

= min [$\frac{2}{3}$ × ; 110 ×] = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : ≤

Tableau .V.3: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales.

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	≤ ≤
Terrasse	30*45	inter	Travée	49.89	5.65	6.7	15	-	-	CV
			Appui	-55.81	5.75	7.5		-		
		rive	Travée	29.23	3.39	4.8	15	201.6	201.63	
			Appui	-38.41	4.62	5.6		201.6		
Etage courant	30*45	inter	Travée	51.84	5.65	7.0	15	-	-	CV
			Appui	-63.73	5.75	8.6		-		
		rive	Travée	34.38	3.39	5.6	15	201.6	201.63	
			Appui	-46.58	4.62	6.8		201.6		
Terrasse	30*40	inter	Travée	35.28	4.52	6.3	15	-	201.63	CV
			Appui	-54.24	6.16	8.7		-		
		rive	Travée	17.49	3.39	3.5	15	150.6	201.63	
			Appui	-30.87	5.75	5.1		160.4		
Etage courant	30*40	inter	Travée	32.88	4.52	5.9	15	-	-	CV
			Appui	-46.08	5.75	7.6		-		
		rive	Travée	21.09	3.39	4.2	15	181.6	201.63	
			Appui	-34.36	6.16	5.5		167.2		

Tableau .V.4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$(cm^2)	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	≤ ≤
Terrasse	30*35	inter	Travée	8.91	3.39	1.4	15	-	-	CV
			Appui	-20.89	3.39	5.3		-		
		rive	Travée	2.02	3.39	0.3	15	3.7	201.63	
			Appui	-3.44	3.39	0.5		6.2		
Etage courant	30*35	inter	Travée	7.57	4.52	1.1	15	-	-	CV
			Appui	-18.55	4.52	4.2		-		
		rive	Travée	3.23	4.52	0.5	15	5.6	201.63	
			Appui	-4.44	4.52	0.6		7.7		

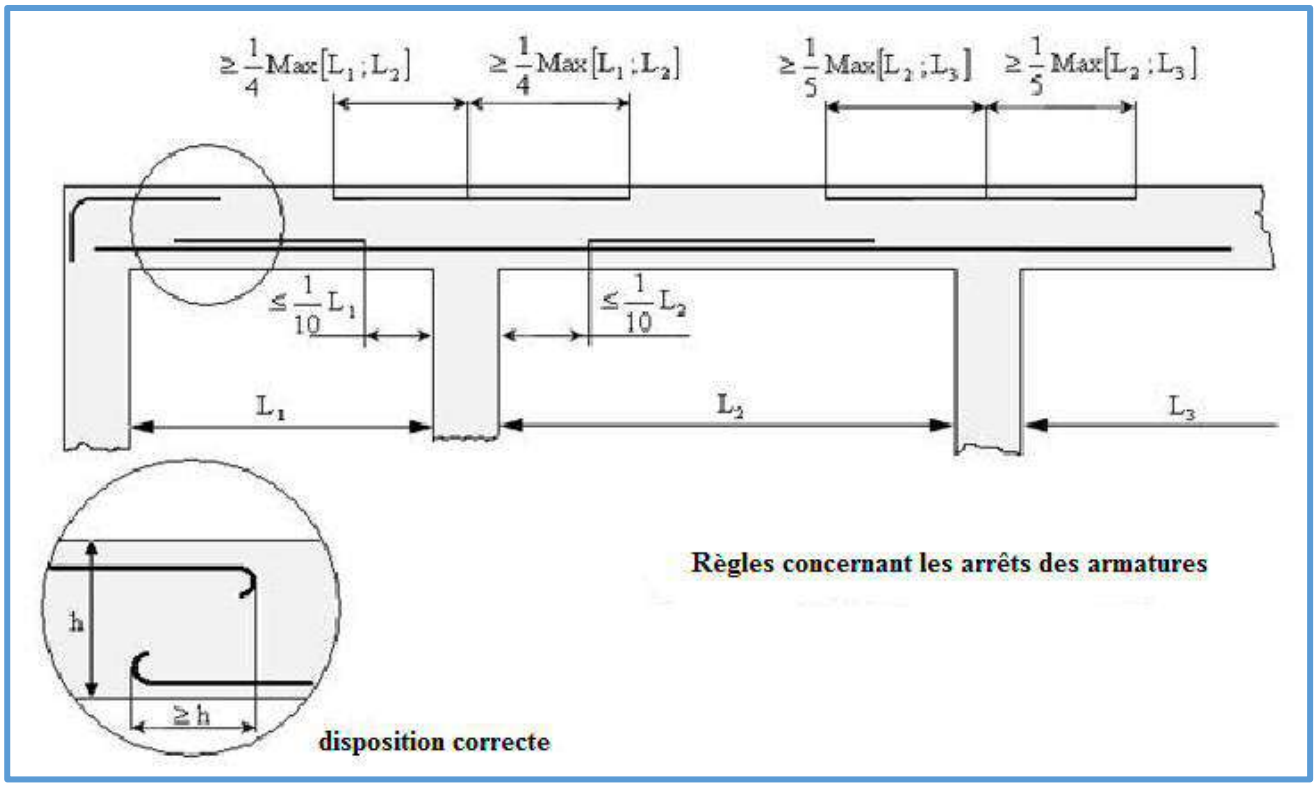


Fig .V.3 : Disposition des armatures pour les poutres

V.2.5. Vérification des poutres selon les conditions RPA [1] et CBA [2] :

Il faut vérifie que :

- A tendue ≥ Amin CBA
- A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ Amax RPA
- A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ Amax RPA

Tableau .V.5 : vérification des poutres principales selon la condition RPA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}(cm^2)$	$A_{Min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	Vérification
Terrasse	30*45	inter	Travée	5HA12=5.65	6.75	54	Vérifier
			Appui	3HA14+1HA12=5.75		81	Vérifier
		rive	Travée	3HA12=3.39	6.75	54	Vérifier
			Appui	3HA14=4.62		81	Vérifier
Etage courant	30*45	inter	Travée	5HA12=5.65	6.75	54	Vérifier
			Appui	3HA14+1HA12=5.75		81	Vérifier
		rive	Travée	3HA12=3.39	6.75	54	Vérifier
			Appui	3HA14=4.62		81	Vérifier
Terrasse	30*40	inter	Travée	4HA12=4.52	6.00	48	Vérifier
			Appui	4HA14=6.16		72	Vérifier
		rive	Travée	3HA12=3.39	6.00	48	Vérifier
			Appui	4HA14=6.16		72	Vérifier
Etage courant	30*40	inter	Travée	4HA12=4.52	6.00	48	Vérifier
			Appui	4HA14=6.16		72	Vérifier
		rive	Travée	3HA12=3.39	6.00	48	Vérifier
			Appui	4HA14=6.16		72	Vérifier

Tableau .V.6 : vérification des poutres principales selon la condition CBA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}(cm^2)$	$A_{Min}(cm^2)$	Vérification
Terrasse	30*45	inter	Travée	5HA12=5.65	1.35	Vérifier
			Appui	3HA14+1HA12=5.75		
		rive	Travée	3HA12=3.39	1.35	Vérifier
			Appui	3HA14=4.62		
Etage courant	30*45	inter	Travée	5HA12=5.65	1.35	Vérifier
			Appui	3HA14+1HA12=5.75		
		rive	Travée	3HA12=3.39	1.35	Vérifier
			Appui	3HA14=4.62		
Terrasse	30*40	inter	Travée	4HA12=4.52	1.20	Vérifier
			Appui	4HA14=6.16		
		rive	Travée	3HA12=3.39	1.20	Vérifier
			Appui	4HA14=6.16		
Etage courant	30*40	inter	Travée	4HA12=4.52	1.20	Vérifier
			Appui	4HA14=6.16		
		rive	Travée	3HA12=3.39	1.20	Vérifier
			Appui	4HA14=6.16		

Tableau .V.7 : vérification des poutres secondaires selon la condition RPA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}(cm^2)$	$A_{Min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	Vérification
Terrasse	30*35	inter	Travée	3HA12=3.39	5.25	42	Vérifier
			Appui	4HA12=4.52		63	Vérifier
		rive	Travée	3HA12=3.39	5.25	42	Vérifier
			Appui	4HA12=4.52		63	Vérifier
Etage courant	30*35	inter	Travée	3HA12=3.39	5.25	42	Vérifier
			Appui	4HA12=4.52		63	Vérifier
		rive	Travée	3HA12=3.39	5.25	42	Vérifier
			Appui	4HA12=4.52		63	Vérifier

Tableau .V.8 : vérification des poutres secondaires selon la condition CBA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}(cm^2)$	$A_{Min}(cm^2)$	Vérification
Terrasse	30*35	inter	Travée	3HA12=3.39	1.05	Vérifier
			Appui	4HA12=4.52		
		rive	Travée	3HA12=3.39	1.05	Vérifier
			Appui	4HA12=4.52		
Etage courant	30*35	inter	Travée	3HA12=3.39	1.05	Vérifier
			Appui	4HA12=4.52		
		rive	Travée	3HA12=3.39	1.05	Vérifier
			Appui	4HA12=4.52		

V.2.6.Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

La contrainte de cisaillement du béton est vérifiée par la formule donnée par le règlement (CBA 93) [2] :

$\tau^{max} \leq$

Avec : $\tau_u =$ —

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
	Min [0.15 ; $\frac{f_{28}}{}$; 4Mpa]	Min [0.2; $\frac{f_{28}}{}$; 4Mpa]

Tableau .V.9 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	T_u (KN.m)	combinaison	τ_u (Mpa)	(Mpa)	Vérification $\tau \leq$
Terrasse	30*45	inter	Appui	109.936	ELU	0.862	3.33	Vérifier
		rive	Appui	70.86	ELU	0.556	2.50	Vérifier
Etage courant	30*45	inter	Appui	130.19	ELU	1.021	3.33	Vérifier
		rive	Appui	85.139	ELU	0.668	2.50	Vérifier
Terrasse	30*40	inter	Appui	99.646	ELU	0.782	3.33	Vérifier
		rive	Appui	57.291	ELU	0.509	2.50	Vérifier
Etage courant	30*40	inter	Appui	99.391	ELU	0.883	3.33	Vérifier
		rive	Appui	70.874	ELU	0.630	2.50	Vérifier

Tableau .V.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	T_u (KN.m)	combinaison	τ_u(Mpa)	(Mpa)	Vérification $\tau \leq$
Terrasse	30*35	inter	Appui	29.883	ELU	0.306	3.33	Vérifier
		rive	Appui	31.045	$G+Q+E_{dy}$	0.318	3.26	Vérifier
Etage courant	30*35	inter	Appui	37.882	ELU	0.389	3.33	Vérifier
		rive	Appui	50.385	$G+Q+E_{dy}$	0.517	3.26	Vérifier

V.2.7.Calcul des armatures transversales :

−L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$_t \leq$ 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 $_l$] …….. [Zone nodale]
- $S_t \leq$ h/2 …….. [Zone courant]
- $S_t \leq \frac{}{0.003 \times}$

❖ Selon le CBA93 ►► [art A.5.1.2.2] ◄◄ [2]

- S_t = min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{\times}{\times} \geq$ 0.4 Mpa
- $\frac{\times}{\times} \geq \frac{(\quad 0.3 \quad _{28}. \ )}{0.9 \ (\quad +\sin \quad)}$

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 .V.11 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales

			CBA 93		RPA 99			St $_{adopté}$ (cm)		
Niveau	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)
Tous les Niveau	30*45	1.021	38.25	1.95	11.25	22.5	1.01	10	15	4 8 =2.01
	30*40	0.883	33.75	1.72	10	20	0.9	10	15	4 8 =2.01

Tableau .V.12 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires

			CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
Niveau	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)
Tous les Niveau	30*35	0.517	29.25	1.49	8.75	17.5	0.79	10	15	4 8 =2.01

V.2.8.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $- \geq \frac{1}{16}$
- $- \geq \frac{1}{10} \times —_0$
- $— \leq \frac{4.2}{}$

Tableau .V.13 : Vérification de la flèche des poutres

		1ère condition			2ème condition			3ème condition		
Niveau	B (cm^2)	–	$\frac{1}{16}$	$- \geq \frac{1}{16}$	–	$\frac{}{10 \times \ _0}$	$- \geq \frac{1}{10} \times —_0$	—	$\frac{4.2}{}$	$— \leq \frac{4.2}{}$
Tous les Niveau	30*45	0.098	0.062	C.V	0.098	0.085	C.V	0.004	0.010	C.V
	30*40	0.085	0.062	C.V	0.085	0.085	C.V	0.004	0.010	C.V
	30*35	0.152	0.062	C.V	0.152	0.085	C.V	0.004	0.010	C.V

Commentaire :

Les trois conditions sont vérifiées dans les deux directions (porteuse et non porteuse) donc il n'y a pas de vérification de la flèche.

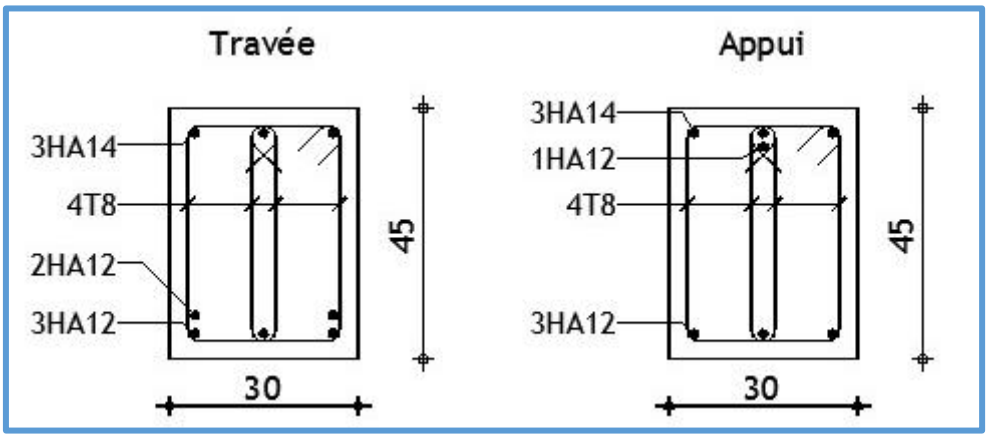


Fig.V.4:Ferraillage des poutres principales(30*45) intermédiaires du niveau terrasse.

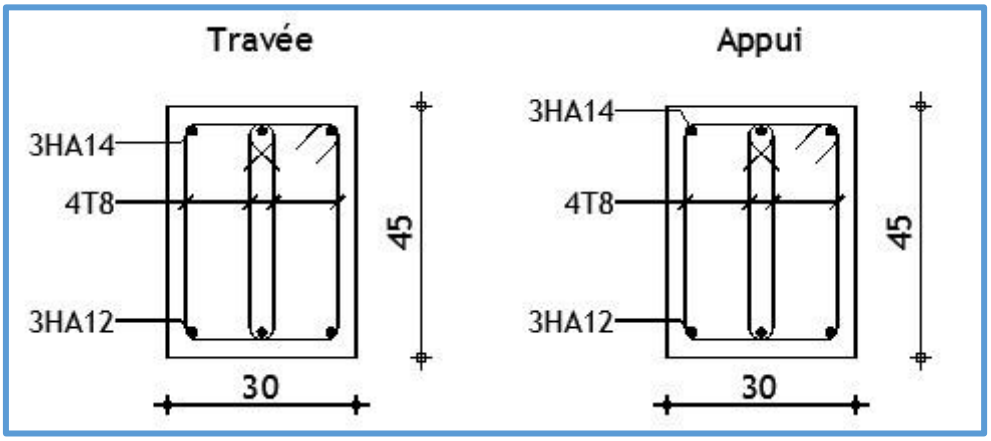


Fig.V.5 : Ferraillage des poutres principales (30*45) de rive du niveau terrasse.

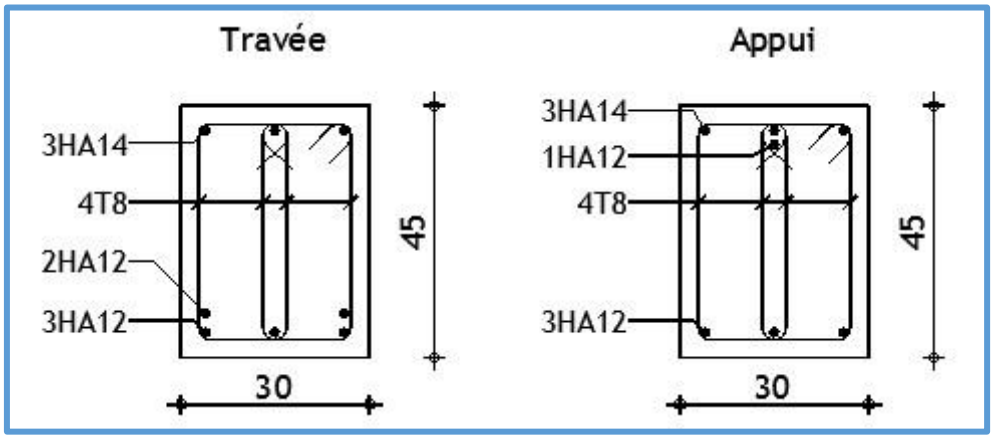


Fig.V.6 : Ferraillage des poutres principales (30*45) intermédiaires des étages.

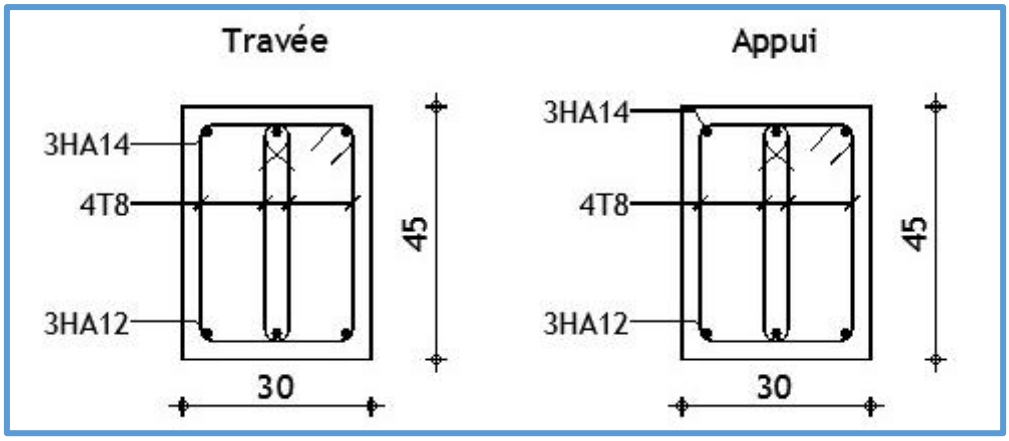


Fig.V.7 : Ferraillage des poutres principales (30*45) de rive des étages.

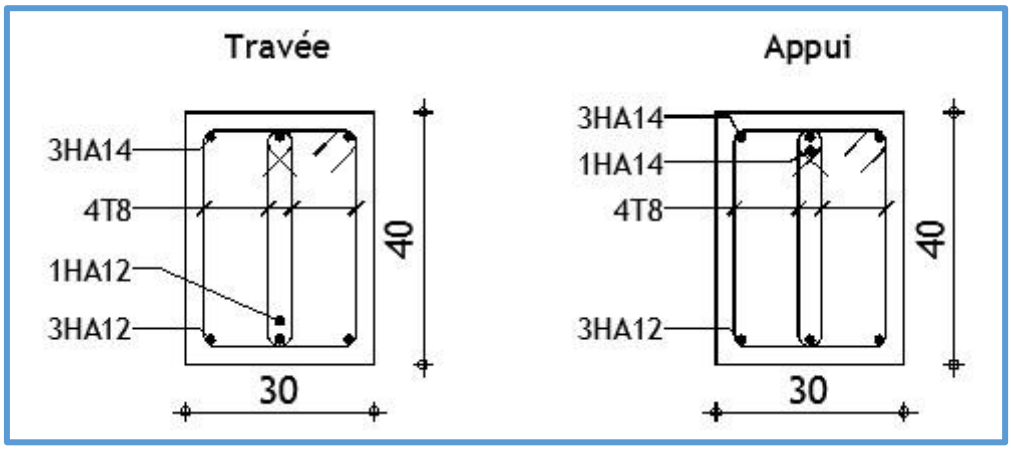


Fig.V.8:Ferraillage des poutres principales(30*40) intermédiaires du niveau terrasse.

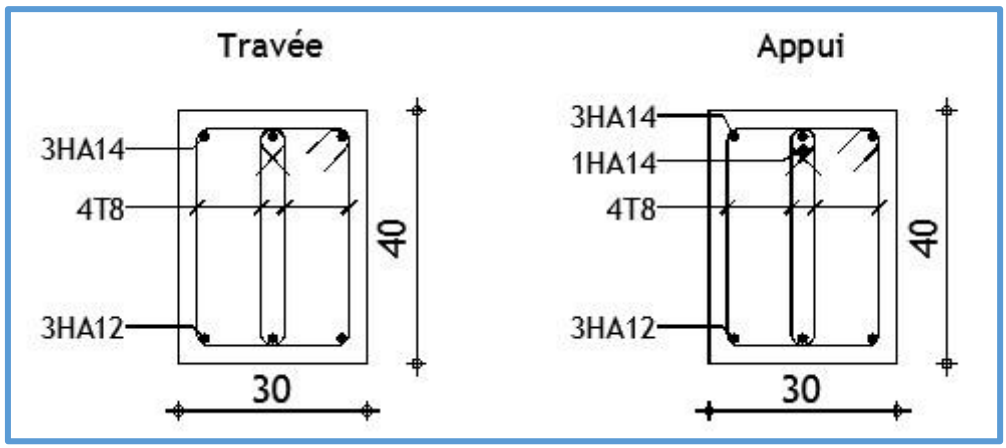


Fig.V.9 : Ferraillage des poutres principales (30*40) de rive du niveau terrasse.

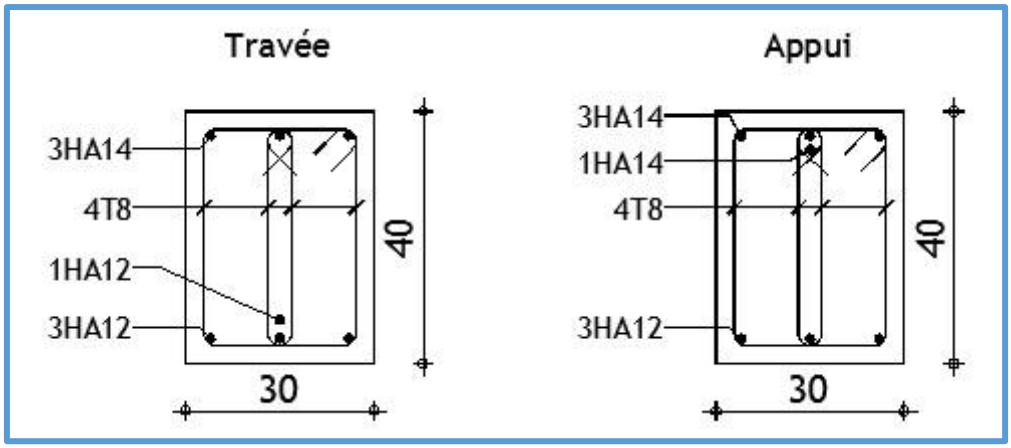


Fig.V.10 : Ferraillage des poutres principales (30*40) intermédiaires des étages.

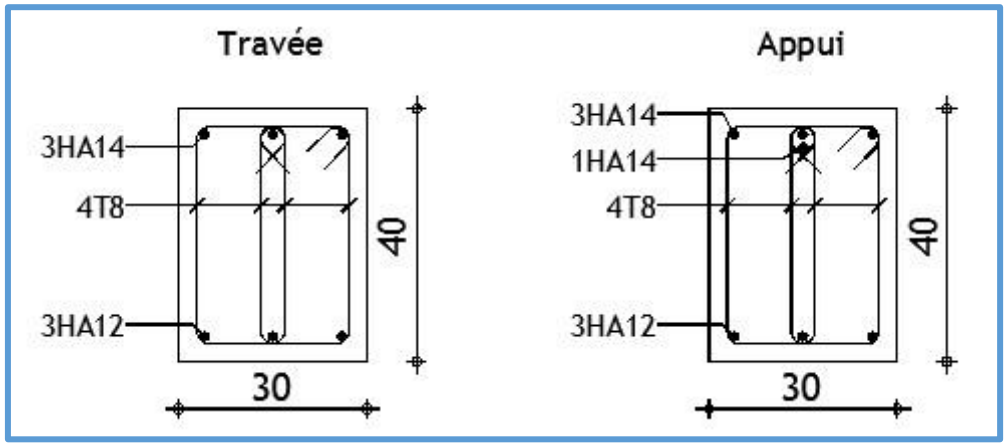


Fig.V.11 : Ferraillage des poutres principales (30*40) de rive des étages.

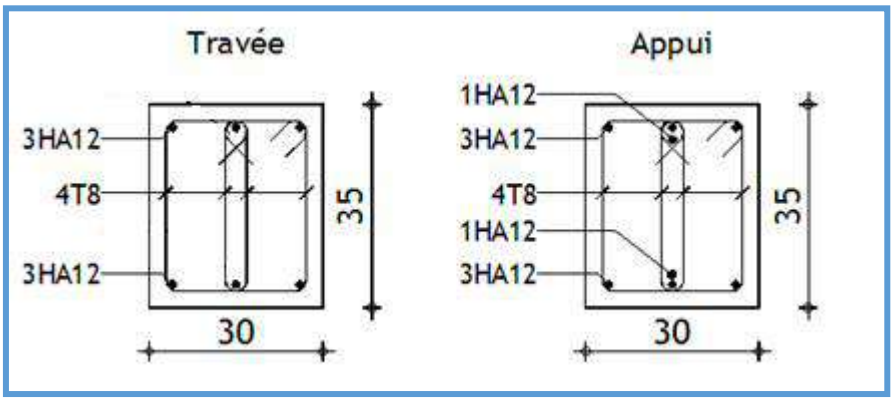


Fig.V.12:Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires du niveau terrasse.

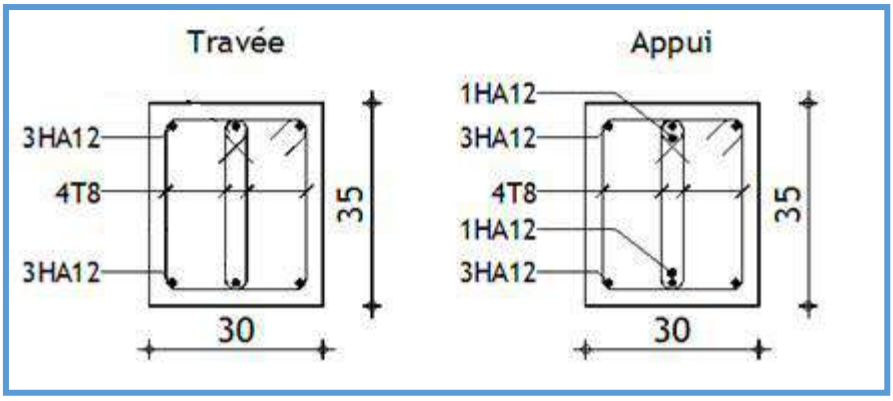


Fig.V.13 : Ferraillage des poutres secondaires de rive du niveau terrasse.

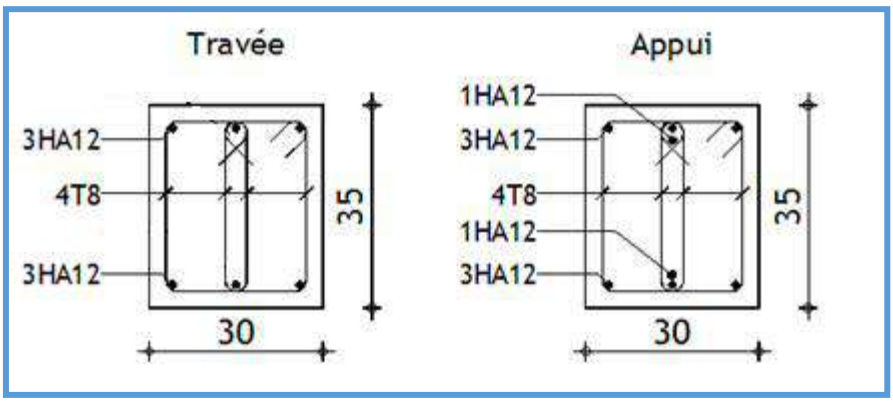


Fig.V.14 : Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires des étages.

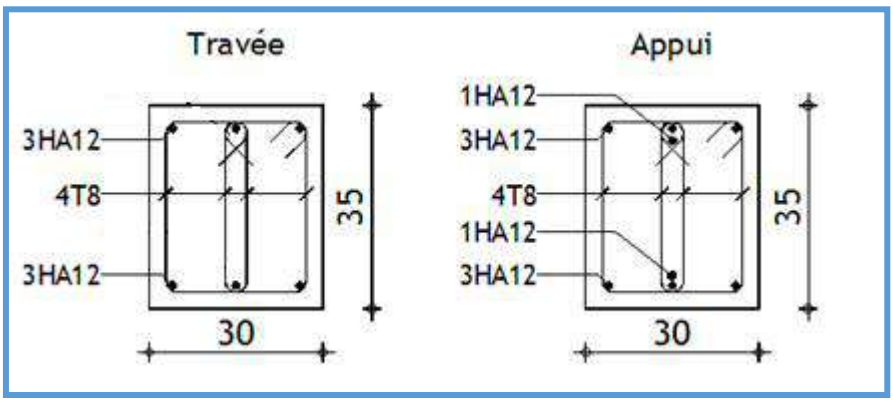


Fig.V.15 : Ferraillage des poutres secondaires de rive des étages.

V.3. Calcul des poteaux :

V.3.1. Introduction :

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions :

✓ Situation durable :
- Béton :$\gamma b = 1.5$; $fc28 = 25$ MPa ; $\sigma bc = 14.2$ MPa.
- Acier :$\gamma s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma s = 348$ MPa.

✓ Situation accidentelle :
- Béton :$\gamma b = 1.5$; $fc28 = 25$ MPa ; $\sigma bc = 14.2$ MPa.
- Acier :$\gamma s = 1$; FeE 400 ; $\sigma s = 400$ MPa.

D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les Plus défavorables en se basant sur les trois cas suivants :

1. (Nmax ; Mcorr).
2. (Mmax ; Ncorr).
3. (Nmin ; Mcorr).

V.3.2.Recommandation du règlement RPA99 version 2003[1] :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- leur pourcentage **minimal** sera de : 0,9% en zone III
- Leur pourcentage **maximal** sera de :
  - 4% en zone courante
  - 6% en zone de recouvrement
- Leur pourcentage **maximal** sera de
  - 4% en zone courante
  - 6% en zone de recouvrement
- Leur diamètre minimal et de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ en zone III.
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l´extérieur des zones nodales.

V.3.3. 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 Mmax 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 Mmax et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avec Mmax et son Ncorres.

2eme cas : Influence de l'effort normal :

Dans le cas de l'effort normal maximum Nmax, 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 Mcorres pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant Nmax et son Mcorres.

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 pasforcémentle moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour Nmin et son Mcorres.

V.3.4. Etat Limite Ultime de stabilité de forme :

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité totale "e" tel que :

$e=e_1+e_2$

$e_1=\frac{M}{N+e_a}$

$e_2=\frac{3L_{f2}\ 2+\alpha.\varphi}{10^4.h}$

Avec :$e_a=\max\ (2cm\ ;\frac{L}{250})$

$0.7 \leq \alpha \leq 1$ et $\Phi = 2$

e_1 : Excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris L'excentricité additionnelle.

e_a : Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e_2 : Excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de la structure.

L_f: Longueur de flambement.

L : Longueur libre du poteau.

h : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

Φ : Rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du Béton sous la charge considérée.

α : Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

V.3.5. Détermination des sections d'acier :

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (Situation durable ou accidentelle), sous les efforts les plus défavorables.

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau .V.14: Les Armatures longitudinaux des poteaux

Niveau (m)		Cas	Combinaison	N (KN)	M_u (KN.	A_{cal} (cm²)	A'_{cal} (cm²	Aadop (cm²)	Amin (cm²)	Achoisi (cm²)
35*35	20.91	Nmin	0,8.G+EdX	-20.56	2.41	7.46	0.00	8HA12=9.05	11.03	8HA14 =12.32
	20.91	Mmax	0,8.G+EdX	88.09	32.14	7.46	0.00	8HA12=9.05	11.03	
	20.91	Nmax	1,35.G+1,5.Q	210.11	25.02	0.00	0.00	8HA12=9.05	11.03	
	17.85	Nmin	0,8.G+EdX	-41.58	5.44	7.46	0.00	8HA12=9.05	11.03	8HA14 =12.32
	17.85	Mmax	0,8.G+EdX	201.34	76.27	10.13	0.00	8HA14=12.3	11.03	
	17.85	Nmax	1,35.G+1,5.Q	431.95	17.42	0.00	0.00	8HA12=9.05	11.03	
40*40	14.79	Nmin	0,8.G+EdX	-161.05	10.63	8.53	0.00	8HA12=9.05	14.40	8HA16 =16.08
	14.79	Mmax	0,8.G+EdX	311.18	100.7	8.80	0.00	8HA12=9.05	14.40	
	14.79	Nmax	1,35.G+1,5.Q	696.71	-10.01	0.00	0.00	8HA12=9.05	14.40	
	11.73	Nmin	0,8.G+EdX	-353.82	13.30	14.40	0.00	8HA16=16.0	14.40	8HA16 =16.08
	11.73	Mmax	0,8.G+EdX	380.21	93.89	8.53	0.00	8HA12=9.05	14.40	
	11.73	Nmax	1,35.G+1,5.Q	967.02	-9.76	0.00	0.00	8HA12=9.05	14.40	
45*45	8.67	Nmin	0,8.G+EdX	-691.85	15.88	9.60	0.00	8HA16=16.0	18.23	12HA16 =24.13
	8.67	Mmax	0,8.G+EdX	449.31	99.39	9.60	0.00	8HA16=16.0	18.23	
	8.67	Nmax	1,35.G+1,5.Q	1246.51	-10.43	0.00	0.00	8HA14=12.3	18.23	
	5.61	Nmin	0,8.G+EdX	-1068.04	35.77	15.8	0.00	8HA16=16.0	18.23	12HA16 =24.13
	5.61	Mmax	0,8.G+EdX	530.04	73.07	9.60	0.00	8HA16=16.0	18.23	
	5.61	Nmax	1,35.G+1,5.Q	1533.81	-10.55	0.00	0.00	8HA16=16.0	18.23	
50*50	2.55	Nmin	0,8.G+EdX	73.56	32.53	10.67	0.00	8HA16=16.0	22.50	12HA16 =24.13
	2.55	Mmax	G+Q+EdY	897.87	90.03	10.67	0.00	8HA16=16.0	22.50	
	2.55	Nmax	1,35.G+1,5.Q	1797.42	-33.55	0.00	0.00	8HA14=12.3	22.50	

V.3.6. Vérification à l'Etat Limite Service :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser}, N_{ser}) selon les règles CBA93 [2] ; concernant la flexion composée.

Tableau .V.15 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S

Niveau (m)		N_{ser}	M_{ser}	бb	бs	[бb]	[бs]
35*35	20.91	35.93	-12.24	1.7	22.7	15.00	201.63
	20.91	141.72	22.22	3.7	49.8	15.00	201.63
	20.91	154.08	18.22	3.3	45.1	15.00	201.63
	17.85	63.41	-10.46	1.7	23.1	15.00	201.63
	17.85	312.64	19.75	4.5	62.8	15.00	201.63
	17.85	315.80	12.64	3.9	54.9	15.00	201.63
40*40	14.79	116.81	-13.92	1.8	25.2	15.00	201.63
	14.79	505.63	28.46	5.3	75.1	15.00	201.63
	14.79	509.41	-7.27	3.6	52.7	15.00	201.63
	11.73	706.88	-7.08	1.7	24	15.00	201.63
	11.73	700.19	27.90	6.4	91.7	15.00	201.63
	11.73	156.45	-9.47	1.6	22.4	15.00	201.63
45*45	8.67	228.84	-9.40	1.4	20.1	15.00	201.63
	8.67	897.32	34.21	6.1	88.1	15.00	201.63
	8.67	911.13	-7.56	4.6	68.9	15.00	201.63
	5.61	269.21	-2.71	1.2	17.6	15.00	201.63
	5.61	1101.10	34.58	7	102.5	15.00	201.63
	5.61	1121.13	-7.62	5.6	83.5	15.00	201.63
50*50	2.55	792.72	-1.65	3.1	46	15.00	201.63
	2.55	1117.54	49.91	6.3	92	15.00	201.63
	2.55	1313.52	-24.34	6	88.6	15.00	201.63

La contrainte de béton est limitée par : =15 MPa

La fissuration est considérée :

- Peu nuisible (poteaux intermédiaires).
- Préjudiciables (poteaux de rive et poteaux d'angle).

V.3.7. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :

Justification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est Donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Tu : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τu : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- **Selon le CBA93 [2] :**

$\bar{\tau}_u = Min(0{,}13 f_{c28}, 5MPa)$ ……Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = Min(0{,}10 f_{c28}, 4MPa)$ ……Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- **Selon le RPA 99 (version2003) [1] :**

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

P_d = 0,075…….si l'élancement λ≥5

P_d = 0,040…….si l'élancement λ<5 Avec :

λ: L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

Lf : Longueur de flambement.

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées de chaque niveau Suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau .V.16 : Valeurs des contraintes limites de cisaillement

Niveau	Section (cm²)	T_u max (kN)	u (MPa)	λ	d	b	u	u u b
IV et V étage	35*35	146.06	1.28	18.436	0.075	1.875	3.33	C.V
II et III étage	40*40	177.80	1.19	16.191	0.075	1.875	3.33	C.V
RDC et I étage	45*45	170.44	0.89	14.323	0.075	1.875	3.33	C.V
Sous-sol	50*50	75.60	0.32	10.451	0.075	1.875	3.33	C.V

V.3.8. Armatures transversales : Selon le RPA99 ►►Art. 7.4.2.2◄◄ [1]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$= \frac{\cdot \quad \cdot}{\cdot}$$

T_u : l'effort tranchant de calcul.
h_1: hauteur totale de la section brute.
S_t : espacement des armatures transversales

10 .
1/2, 1/2,10 .

: Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

$_a$: Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} _a = 2.5 & \text{si} \quad \lambda \quad 5. \\ _a = 3.75 & \text{si} \quad \lambda < 5. \end{cases}$$

-La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage imposée par le **RPA 99 Version 2003[1] est donnée par :**

$$At/(St*b) = \begin{cases} 0.3\% & \text{si} \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

$\lambda_g = l_f/D$

D : dimension de la section droite du Poteau.

On prend =235 MPa

On a Φl_{min}= 1.4 cm

❖ **Selon CBA 93 :**

$$\begin{cases} \varphi_t \le Min\left(\frac{h}{35};\frac{b}{10};\varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \ge Max\left(\frac{\tau_u}{2};0,4MPa\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$Ø_t$: Diamètre des armatures transversales.

$Ø_l$: Diamètre des armatures longitudinales

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V.17 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés

section	T_u(kN)	A_t(mm^2)	λ_g	α	St_{cal}(cm)	Zone	St_{finale}	choix
35*35	146.06	201.06	5.32	2.5	34.42	courante	15	4Φ8
						nodale	10	
40*40	177.80	201.06	4.65	3.75	18.85	courante	15	4Φ8
						nodale	10	
45*45	170.44	201.06	4.13	3.75	19.66	courante	15	4Φ8
						nodale	10	
50*50	75.60	201.06	3.01	3.75	35.83	courante	10	4Φ8
						nodale	10	

V.3.9.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b) :

Tableau .V.18 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux

section	zone	= ——— (%)	λ_g	t≥0.3%	t≥0.8%	0.3%<t<0.8%
35*35	courante	0.38	5.32	oui	-	-
	nodale	0.57		oui	-	-
40*40	courante	0.34	4.65	-	-	oui
	nodale	0.50		-	-	oui
45*45	courante	0.30	4.13	-	-	oui
	nodale	0.45		-	-	oui
50*50	courante	0.40	3.01	-	-	oui
	nodale	0.40		-	-	oui

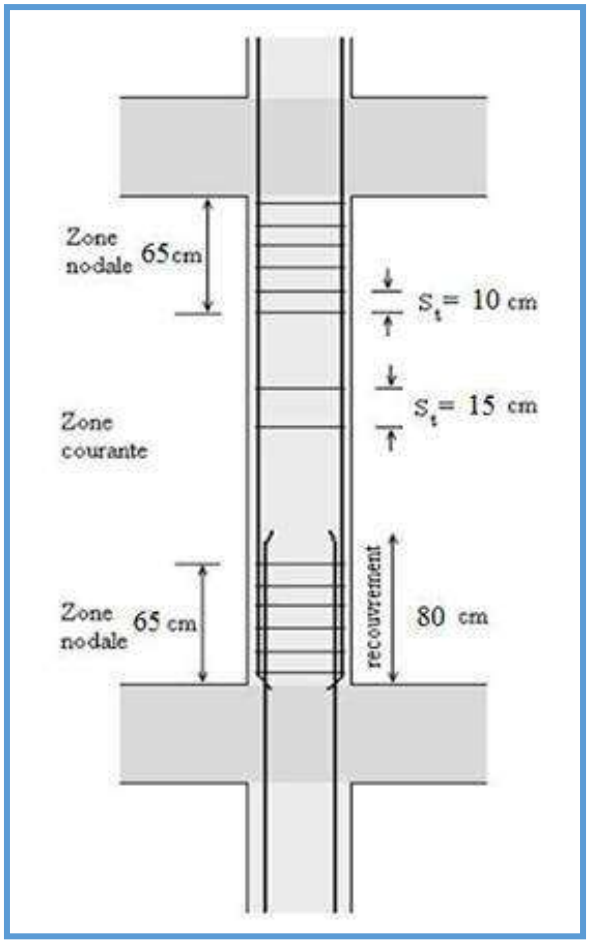


Fig.V.16 : Disposition des armatures dans les poteaux

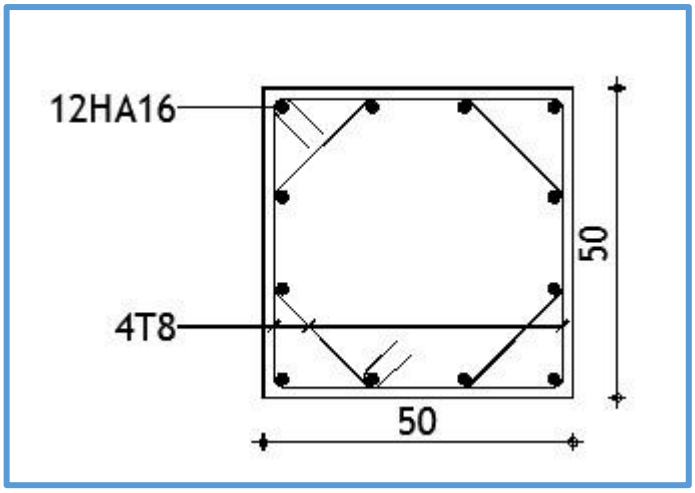


Fig.V.17 : Ferraillage des poteaux carré (50×50)

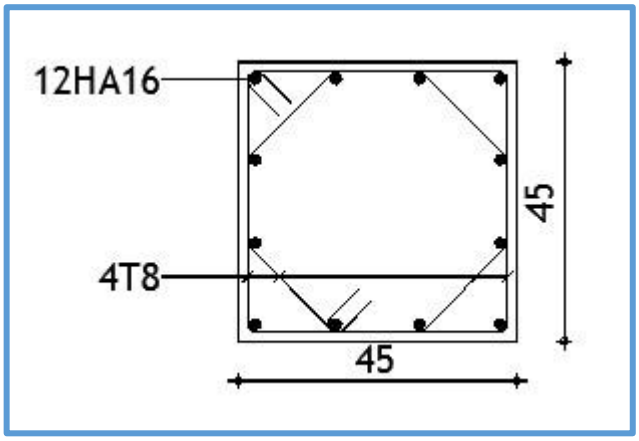


Fig.V.18 : Ferraillage des poteaux carré (45×45)

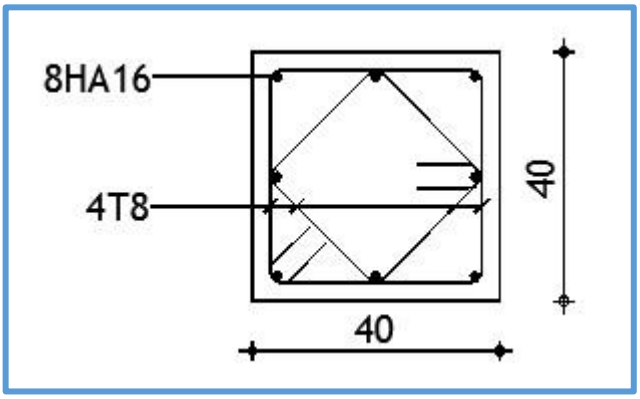


Fig.V.19 : Ferraillage des poteaux carré (40×40)

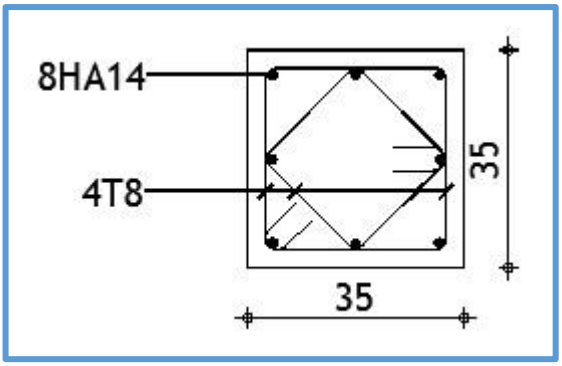


Fig.V.20 : Ferraillage des poteaux carré (35×35)

V.4.Ferraillage des voiles :

V.4.1.Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière etformer un système continu et cohérent aussi monolithique que possible ; par ailleurs, cesystème doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limited´élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant ; ondevra disposer du ferraillage suivant :

- Les aciers verticaux.
- Les aciers longitudinaux.
- Les aciers transversaux

V.4.2. Les voiles pleins :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures :

V.4.3.1. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.3.2. Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l".
- ✓ Des aciers transversaux " A_t".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.4. Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".
Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion simple et composé

V.4.4.1. Recommandations des règlements :

A. Armatures verticales :

❖ **Selon le CBA 93[2] :**

- $A_{ver} \leq 0.4 cm^2$ pour un mètre de parement
- $0.1\% \leq \frac{\cdot}{\cdot} \leq 5\%$

Avec :

- ✓ a = l'épaisseur du voile
- ✓ b = la largeur de la zone tendue

❖ **Selon le RPA 99 Version2003 ►► [Art 7.7.4] ◄◄ [1] :**

$A_v = 0.2\% B_t$ dans la section tendue du voile.
$A_v = 0.15\% B$ dans la section globale du voile.
$A_v = 0.10\% B$ dans la section courante.

Avec :

- ✓ B : section du voile.
- ✓ a : épaisseur du voile.
- ✓ φ_{ver} : diamètre vertical.

B. Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

❖ **Selon le CBA 93[2]:**

Diamètre maximal des armatures horizontales : **≤ min [— ;— ;]**

Espacement des armatures horizontales:

- $S_h \leq$ min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{\times}{\times} \geq 0.4$ Mpa
- $S_h \leq \frac{\times \cdot —}{(\quad \cdot \quad)}$

La contrainte limites de cisaillement :

$\tau_b \leq$

Où : $\tau_b =$ —— avec : $V=1.4V_{u\ calculé}$

$= 0.2f_{c28}$

Avec :

- ✓ **:** Contrainte de cisaillement.
- ✓ : Contrainte de cisaillement admissible.
- ✓ A_h : section d'armatures horizontales.
- ✓ d = 0.9 h : hauteur utile.

❖ **Selon le RPA 99 Version 2003[1]:**

$\varphi_h \leq \frac{1}{10}$.

$S_h \leq \frac{\cdot}{0.003}$

$S_h \leq$ min [1.5a; 30cm]

C. Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 [1] et CBA 93[2])

La longueur de recouvrement doit être égale :

-40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

-20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

-Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

-Espacement des armatures verticales.

$S_v \leq \min [1.8a ; 30cm]$

$$S_v = \begin{cases} S_v(\text{zone courante}) \\ \frac{}{2} \ (\text{zone d'extrémité}) \ \frac{}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

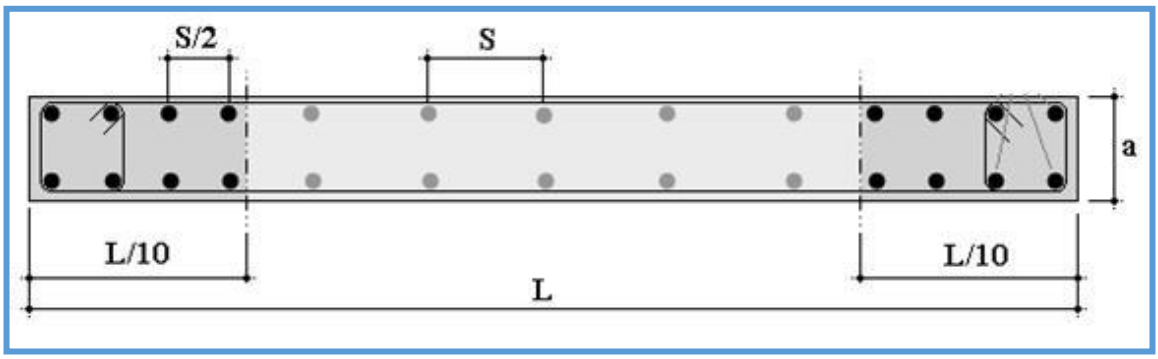


Fig.V.21 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.5.Ferraillage des voiles pleins :

V.4.5.1.Armatures verticales :

A. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau .V.19 : Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1.5 Mpa	γ_s=1.15 Mpa	γ_b=1.15 Mpa	γ_s=1 Mpa
f_{c28}=25 Mpa	FeE400	f_{c28}=25 Mpa	FeE400
σ_{bc}=14.2Mpa	σ_s =348Mpa	σ_{bc}=18.5Mpa	σ_s =400Mpa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V.20 : Calcul des armatures verticales des voiles pleins

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	situation	$A_{calculée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
s.sol	$V_{Péri}$	15×460	1055.54	1980.58	ACC	19	15	2× (31HA12 =35.06)
	V_3	15×115	799.66	187.66	ACC	5.2	15	2× (8HA12 =9.05)
	V_4	15×150	1047.64	230.83	ACC	6.6	15	2× (11HA12 =12.44)
RDC et 1éré étage	V_1	15×460	1350.22	6201.71	ACC	19.2	15	2× (31HA12 =35.06)
	V_3	15×115	810.96	417.62	ACC	5.2	15	2× (8HA12 =9.05)
	V_4	15×150	1027.89	682.10	ACC	6.6	15	2× (11HA12 =12.44)
2ème et 3ème étage	V_1	15×460	962.25	3350.68	ACC	19.4	15	2× (31HA12 =35.06)
	V_3	15×115	612.19	304.90	ACC	5.2	15	2× (8HA12 =9.05)
	V_4	15×150	782.01	361.14	ACC	6.6	15	2× (11HA12 =12.44)
4ème et 5ème étage	V_1	15×460	481.94	1160.24	ACC	19.6	15	2× (31HA12 =35.06)
	V_3	15×115	343.46	209.18	ACC	5.2	15	2× (8HA12 =9.05)
	V_4	15×150	433.92	202.49	ACC	6.6	15	2× (11HA12 =12.44)

Tableau .V.21 : vérification des armatures verticales selon la condition RPA et CBA

Niveau	voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{Min}RP$ $A(cm^2)$	$A_{Min}CB$ $A(cm^2)$	Vérification
s.sol	$V_{Péri}$	15×460	2× (31HA12 =35.06)	10.350	6.900	Vérifier
	V_3	15×115	2× (8HA12 =9.05)	2.588	1.725	Vérifier
	V_4	15×150	2× (11HA12 =12.44)	3.375	2.250	Vérifier
RDC et 1éré étage	V_1	15×460	2× (31HA12 =35.06)	10.350	6.900	Vérifier
	V_3	15×115	2× (8HA12 =9.05)	2.588	1.725	Vérifier
	V_4	15×150	2× (11HA12 =12.44)	3.375	2.250	Vérifier
2ème et 3ème étage	V_1	15×460	2× (31HA12 =35.06)	10.350	6.900	Vérifier
	V_3	15×115	2× (8HA12 =9.05)	2.588	1.725	Vérifier
	V_4	15×150	2× (11HA12 =12.44)	3.375	2.250	Vérifier
4ème et 5ème étage	V_1	15×460	2× (31HA12 =35.06)	10.350	6.900	Vérifier
	V_3	15×115	2× (8HA12 =9.05)	2.588	1.725	Vérifier
	V_4	15×150	2× (11HA12 =12.44)	3.375	2.250	Vérifier

B. Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures verticales, 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:
  =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : ≤
- Acier: on considère que la fissuration est préjudiciable, donc:
  = min [$\frac{2}{3}$ × ; 110 ×] = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : ≤

Tableau .V.22 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	≤ ≤
s.sol	$V_{Péri}$	15×460	851.99	387.67	35.06	2.3	15	34.0	201.63	C.V
	V_3	15×115	771.66	4.46	9.05	4.0		59.3		
	V_4	15×150	1034.22	6.59	12.44	4.1		61.1		
RDC et 1ére étage	V_1	15×460	1183.09	107.00	35.06	1.6	15	24.1	201.63	C.V
	V_3	15×115	752.23	24.89	9.05	4.3		64.1		
	V_4	15×150	1012.96	17.27	12.44	4.2		63.6		
2ème et 3ème étage	V_1	15×460	846.40	43.21	35.06	1.1	15	16.5	201.63	C.V
	V_3	15×115	570.52	12.80	9.05	3.1		46.7		
	V_4	15×150	768.88	15.20	12.44	3.2		47.3		
4ème et 5ème étage	V_1	15×460	426.96	5.65	35.06	0.5	15	7.9	201.63	C.V
	V_3	15×115	312.55	11.44	9.05	1.8		26.9		
	V_4	15×150	426.95	13.07	12.44	1.8		27.1		

V.4.5.2. Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau .V.23 : Calcul des armatures horizontales des voiles pleins.

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	(Mpa)	$S_{tadoptée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
s.sol	$V_{Péri}$	15	220	631.95	2.98	5	15	2× (15HA10 =11.78)
	V_3	15	215	188.92	0.91	5	15	2× (15HA10 =11.78)
	V_4	15	220	332.80	1.57	5	15	2× (15HA10 =11.78)
RDC et 1éré étage	V_1	15	266	1265.26	4.93	5	15	2× (18HA10 =14.14)
	V_3	15	271	213.71	0.82	5	15	2× (18HA10 =14.14)
	V_4	15	266	298.13	1.16	5	15	2× (18HA10 =14.14)
2ème et 3ème étage	V_1	15	266	1041.36	4.06	5	15	2× (18HA10 =14.14)
	V_3	15	271	182.30	0.70	5	15	2× (18HA10 =14.14)
	V_4	15	266	193.63	0.75	5	15	2× (18HA10 =14.14)
4ème et 5ème étage	V_1	15	266	552.38	2.15	5	15	2× (18HA10 =14.14)
	V_3	15	271	137.02	0.52	5	15	2× (18HA10 =14.14)
	V_4	15	266	137.08	0.53	5	15	2× (18HA10 =14.14)

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 $\Phi_t \geq \frac{}{3}$, étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

Tableau .V.24 : Diamètre des armatures transversales

armatures longitudinales	épinglesΦ_t
HA 8 à HA 16	HA 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 m^2 au moins.

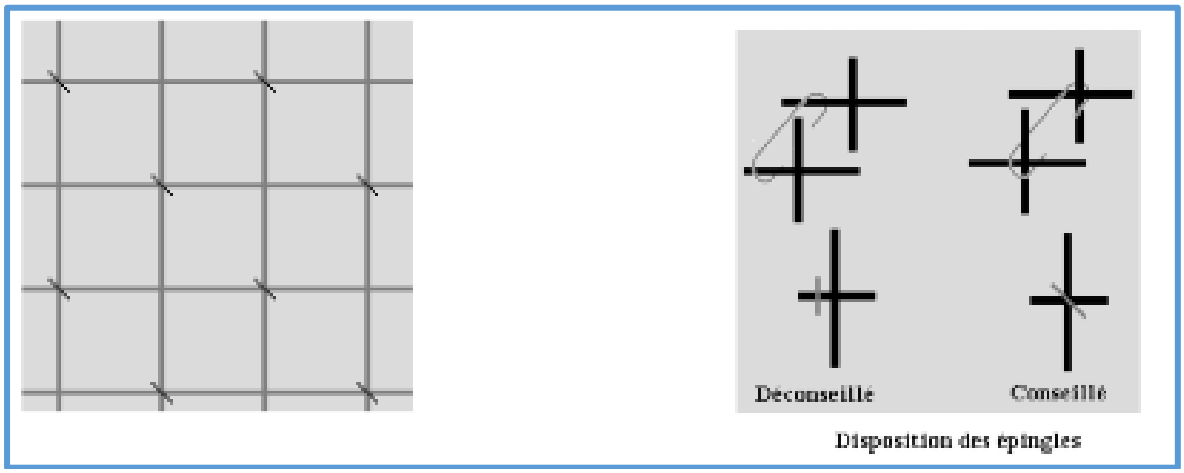


Fig.V.22 : Les armatures transversales et les épingles des voiles

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=48 cm ~ 50 cm.

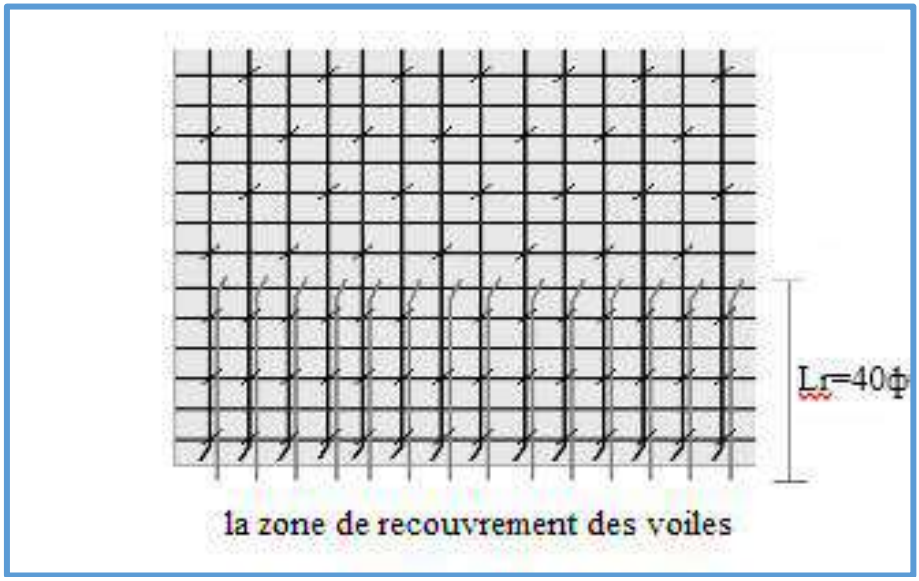


Fig.V.23 : La zone de recouvrement des voiles

V.4.6.Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.4.6.1.les trumeaux :

A. Les armateurs verticaux :

A.1. Détermination des armatures a l'ELU :

Tableau .V.25 : Calcul des armateurs verticaux des trumeaux

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	situation	$A_{calculée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC et 1éré étage	V_2	15×350	1408.20	5067.85	ACC	21.5	15	2× (23HA12 =26.01)
2ème et 3ème étage	V_2	15×350	875.42	2952.74	ACC	14.6	15	2× (23HA12 =26.01)
4ème et 5ème étage	V_2	15×350	420.28	1098.89	ACC	14.6	15	2× (23HA12 =26.01)

A.2. Vérification des armatures à ELS :

Tableau .V.26 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	≤ ≤
RDC et 1éré étage	V_2	15×350	983.06	856.07	21.5	3	15	44.2	201.63	C.V
2ème et 3ème étage	V_2	15×350	719.95	413.42	14.6	2.1	15	31.8	201.63	C.V
4ème et 5ème étage	V_2	15×350	353.00	13.11	14.6	0.6	15	9.2	201.63	C.V

B. Las armateurs horizontaux :

Tableau .V.27 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	(Mpa)	$S_{tadoptée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC et 1ère étage	V_2	15	271	1274.46	4.88	5	15	2× (23HA10 =18.06)
2ème et 3ème étage	V_2	15	271	970.25	3.71	5	15	2× (23HA10 =18.06)
4ème et 5ème étage	V_2	15	271	502.86	1.92	5	15	2× (23HA10 =18.06)

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 [2]:**

Même conditions que pour les poutres.

❖ **Selon le RPA 99 Version2003 ►► [Art 7.7.2] ◄◄ [1] :**

La contrainte limites de cisaillement :

$_b \leq$

Où :

$_b =$ avec : $V=1.4V_{u\ calculé}$

$= 0.2f_{c28}$

b_0 : épaisseur du linteau.

d : hauteur utile.

Vu : 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]◄◄ [1] :

➢ **Aciers longitudinaux** :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$A_l \geq$ —— 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 :

$\lambda = 1/h$ { $\lambda>1$ (linteau longe) ; $\lambda< 1$(linteau court)

a. linteau long$\lambda>1$:

On à: $S_t \leq A_t$ fe –

S_t : espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.
L : portée du linteau.

$Z = h – 2 d'$

b. linteau court $\lambda< 1$

On doit avoir :$S_t \leq$ ——

T = min (V_1 ; V_2) avec : V_1 = —— ; $V_2 = 2V_u$

M_{ci}, M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij}", On les calcul comme suit:

$M_c = A_l \cdot f_e \cdot Z$ avec : $Z = h - 2\,d'$

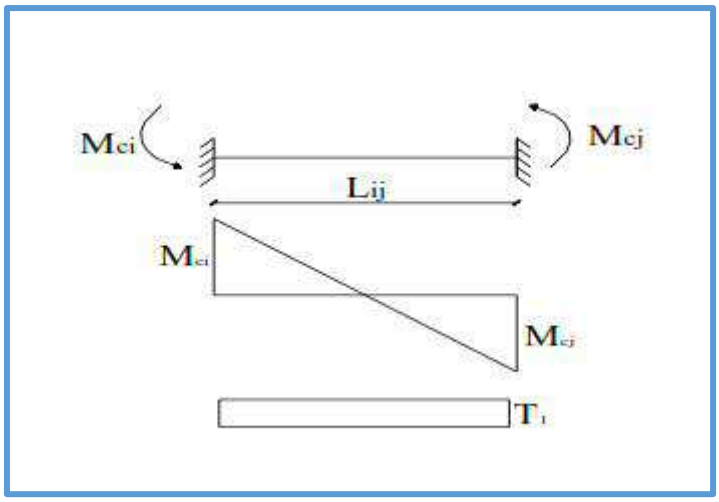


Fig.V.24 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux

2. Deuxième cas ($\tau_b > 0.06 f_{c28}$) :selon le RPA 99 Version2003►► [Art 7.7.3.2] ◄◄[1] :

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 :

$A_D = \frac{\quad}{2}$ avec: $tg\,\alpha = \frac{2}{\quad}$

$V = V_u$ (sans majoration)

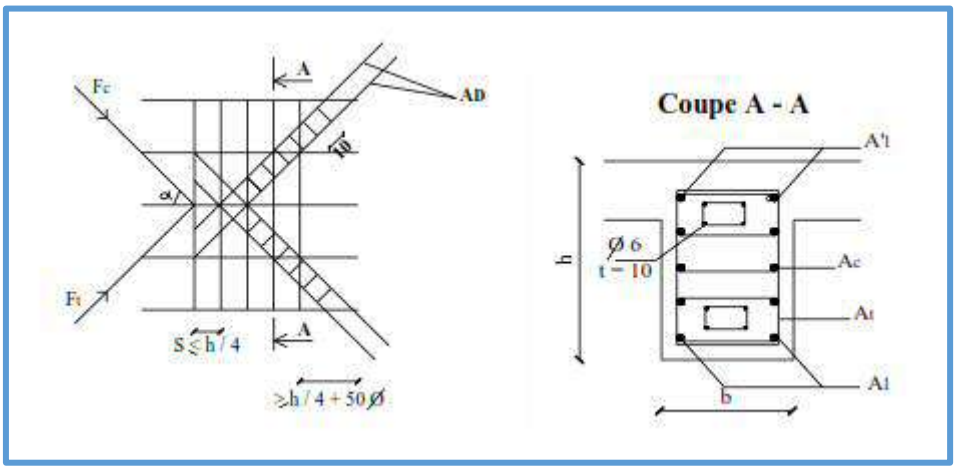


Fig.V.25 : Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferraillage minimal : selon le RPA 99 Version2003►► [Art 7.7.3.3] ◄◄ [1] :**

On a :

$A_l \geq 0.15\%b.h$

- $A_c \geq 0.20\%\ b.h$
- $\begin{cases} A_D = 0 & \text{si} \quad \tau_b \leq \mathbf{0.06} f_{c28} \\ A_D = 0.15\%b.h & \text{si} \quad \tau_b > \mathbf{0.06} f_{c28} \end{cases}$
- $\begin{cases} A_t \geq 0.15\%b.s & \text{si} \quad \tau_b \leq \mathbf{0.06} f_{c28} \\ A_t \geq 0.25\%b.s & \text{si} \quad \tau_b > \mathbf{0.06} f_{c28} \end{cases}$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau .V.28 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq \mathbf{0.06} f_{c28}$
RDC -1ère	V_2	15	196	110	722.93	3.83	415.50	Traction/compression
1ère-2ème	V_2	15	196	110	612.95	3.24	356.88	Traction/compression
2ème-3ème	V_2	15	196	110	471.84	2.50	262.88	Traction/compression
3ème- 4ème	V_2	15	196	110	326.63	1.73	182.10	Traction/compression
4ème-5ème	V_2	15	196	110	188.79	1.00	92.30	Flexion simple
5ème	V_2	15	0.86	110	60.37	0.73	19.15	Flexion simple

Tableau .V.29 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

Niveau	A calculé (cm²)				St (cm)	A choisie (cm²)			
	Ad	Al	At	AP		Ad	Al	At	AP
RDC -1ère	10.36	4.41	0.56	5.88	15	2×(4HA14) =12.32	2×(2HA14) =6.16	2×(7HA10) =11.00	2×(8HA12) =18.10
1ère - 2ème	8.79	4.41	0.56	5.88	15	2×(4HA12) =18.10	2×(2HA14) =6.16	2×(7HA10) =11.00	2×(8HA12) =18.10
2ème - 3ème	6.76	4.41	0.56	5.88	15	2×(4HA12) =18.10	2×(2HA14) =6.16	2×(7HA10) =11.00	2×(8HA12) =18.10
3ème - 4ème	4.68	4.41	0.56	5.88	15	2×(4HA10) =6.28	2×(2HA14) =6.16	2×(7HA10) =11.00	2×(8HA12) =18.10
4ème - 5ème	-	1.96	1.58	-	15	-	2×(10HA10) =15.71	2×(7HA10) =11.00	-
5ème	-	0.83	1.58	-	15	-	2×(3HA10) =4.71	2×(7HA10) =11.00	-

CHAPITRE VI :
Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :

Une fondation est constituée par des semelles en béton armé qui assure l'encastrement de la structure dans le sol. La semelle est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connait la superstructure et les charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur le premier mètre.

La profondeur (ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σ_{sol} ainsi que des caractéristiques de ce sol (sol humide, compressible, gonflant, poreux….).

La distance minimale entre la sous face de la semelle et le niveau 0,0 m peut être de 80 cm à 1m.

Pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment + eau), la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure pour cela on pose sur le sol une couche de gros béton (béton de propreté de 10 cm d'épaisseur, la semelle de fondation viendra se repose sur le gros béton.

La couche de gros béton se compose de (tout-venant(TVO) +ciment +eau).

VI.2. Type de la fondation :

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

a. Fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers)
b. Fondations semi profondes (puits en béton non armé)
c. Fondations profondes (pieux)

On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations parmi lesquelles on devra faire notre choix en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous–jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations. La solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction, d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

VI.3. Connaissance du site et du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable

d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le rapport du sol **[4]** donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol de nature marno argileuse
  - De faible humidité et moyenne compacité W=13.34%.
  - Argiles peu plastique.
  - De moyenne compressibilité
  - Peu gonflant
  - De Moyenne cohésion c=0.832 bars.
  - angle de frottement Φ=24°.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- Le taux de carbonates est moyen.

VI.4. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- L'exigence économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les fondations seront de 3 natures :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes sous voiles.
- semelles filantes sous poteaux.

Le schéma suivant présenté les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS :

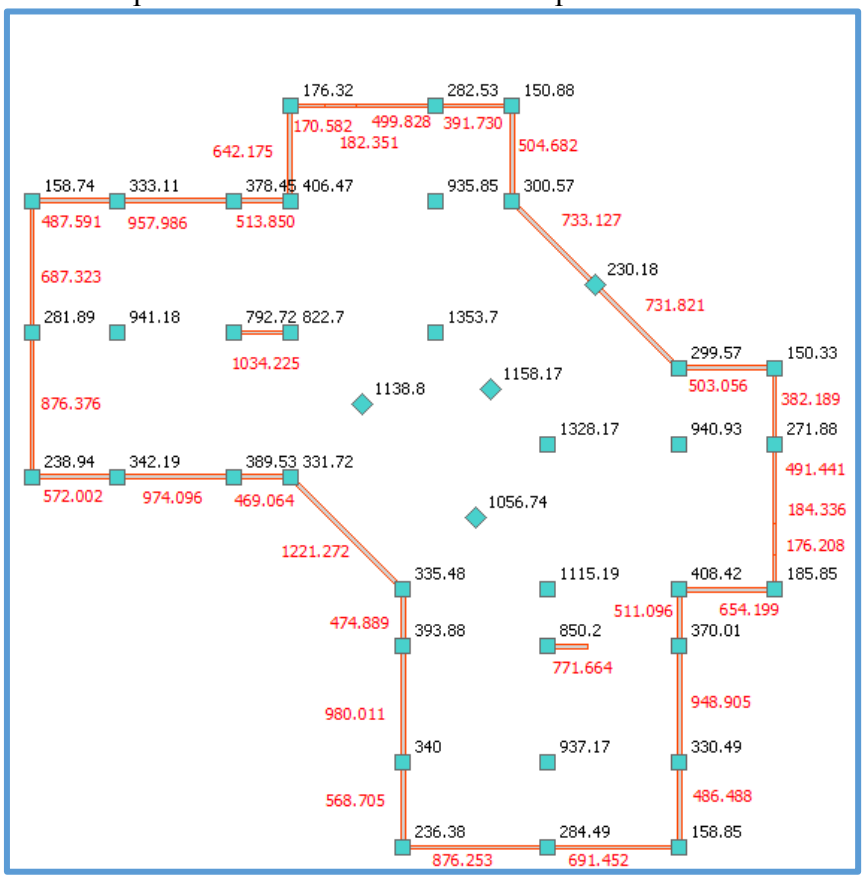


Fig.VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

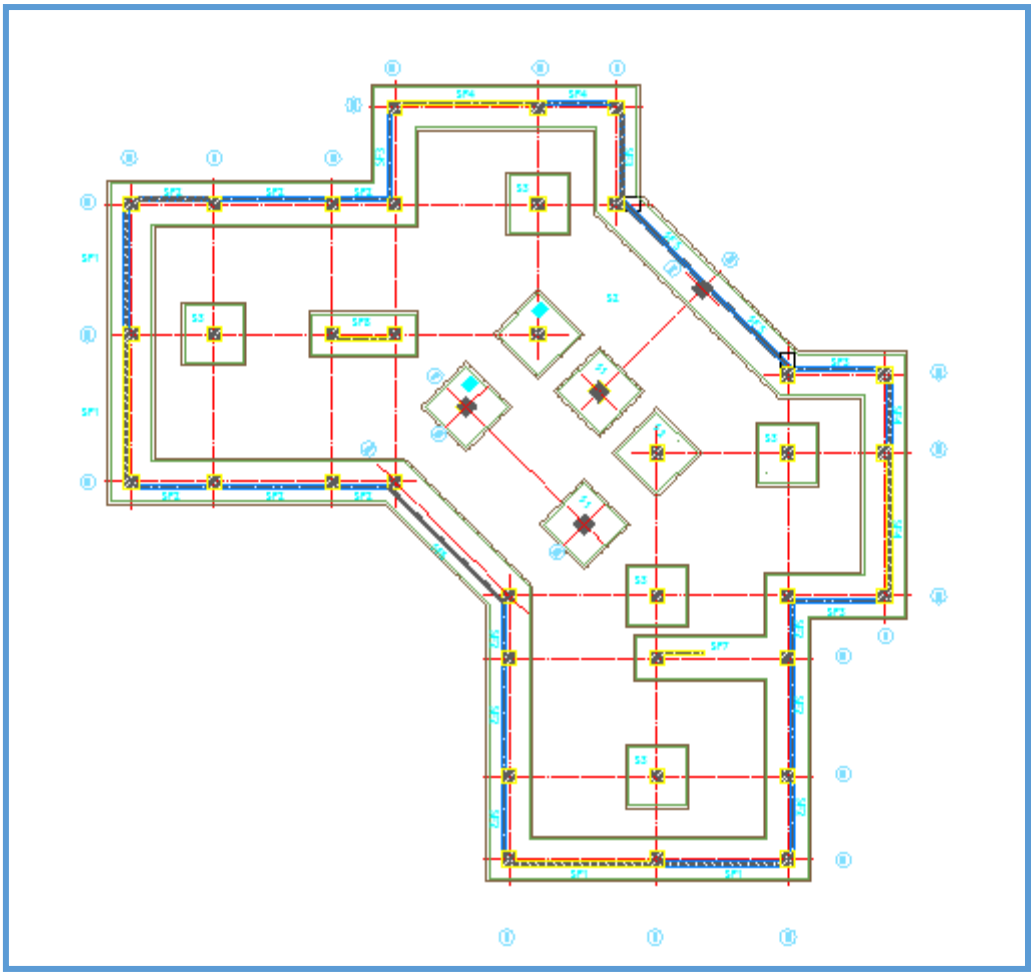


Fig.VI.2 : La proposition des semelles isoler.

VI.4.1. 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 : =

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 : $A = \sqrt{S}$

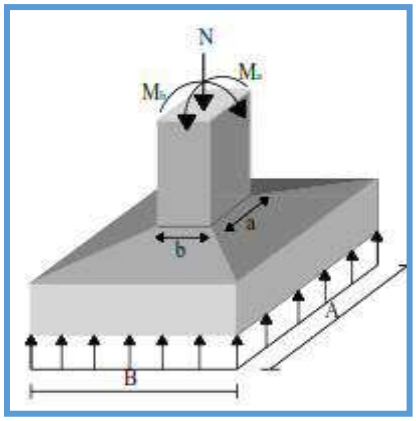


Fig VI.3 : Semelle isolée sous poteau.

- **Si M = 0 :**

$$A \geq \frac{\quad}{\quad}$$

$$d_a \geq \frac{\quad}{4} \longrightarrow h \geq d+e+\frac{\quad}{2} \longrightarrow \begin{cases} d_{a\ adpt} = h- e- \frac{\quad}{2} \\ d_b = d_{a\ adpt} -- \frac{+}{2} \end{cases}$$

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$$\begin{cases} A_a = N\ (\frac{\quad}{8.\ \ .}) \\ A_b = N\ (\frac{\quad}{8.\ \ .}) \end{cases}$$

- **Si M ≠ 0 :**

On procède comme suit:

Tableau.VI.1: Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées.

Répartition trapézoïdale		Répartition triangulaire	
Dimensionnement des semelles carré			
$e_{0b}=$ —— $\frac{}{6}$		$e_{0b}=$ —— $\frac{}{6}$	
$-\sigma_s.B^3-N.B-3^{e}{}_{0b}.N \geq 0$		$\frac{1.995}{}\ \sigma_s.B^2-(3.99-.e_{0b}.\ \sigma_s)B-2.N \geq 0$	
$M_a=0$	⟶ B⟶ A	$A=-.\ B$	
$M_a\neq0$	$-\sigma_s.A^3-N.A-3e_{0b}.N \geq 0$		
Ferraillage des semelles carré			
e_{0b} $\frac{}{18}$	$A_b=N(1+(3\frac{0}{}))(\frac{}{8.\ .})$	$M_{1b}=A(B/2-0.35b)^2.(\sigma_{3b}+2\sigma_{2b})/6)$ $A_b=M_{1b}/\beta.d_b.\sigma_s$	
$M_a=0$	$A_a=N(1+(3\frac{0}{}))(\frac{}{8.\ .})$	$M_a=0$	$A_a=N(1+(3\frac{0}{}))(\frac{}{8.\ .})$
$M_a\neq0$ et $e_{0a}\leq A/18$	$A_a=N(1+(3\frac{0}{}))(\frac{}{8.\ .})$	$M_a\neq0$	$M_{1b}=B(A/2-0.35a)^2.(\sigma_{3b}+2\sigma_{2b})/6)$ $A_a=M_{1a}/\beta.d_a.\sigma_s$

L'espacement est le suivant : $S_a=\frac{2(\ +\ +\frac{}{2}}{1}$; $S_b=\frac{2(\ +\frac{}{2}}{1}$

VI.4.1.1. Dimensionnement des semelles isolées:

Tableau.VI.2: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A(m)	B(m)	$A_{choisie}$(m)	$B_{choisie}$(m)	h(m)	d(m)	e(m)
S_1	1158.17	13.07	2.41	2.41	2.80	2.80	0.65	0.60	0.03
S_2	1353.70	12.34	2.60	2.60	3.00	3.00	0.70	0.65	
S_3	941.18	10.24	2.17	2.17	2.50	2.50	0.55	0.50	

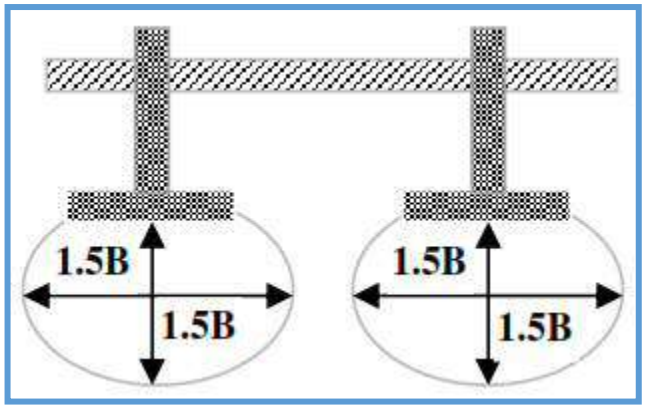


Fig.VI.4 : Les bulles de pression.

Remarque:

D'après le tableau ci-dessus (Tableau VI.2) nous avons remarqué des chevauchements entre les semelles $\mathbf{S_1}$, **et** $\mathbf{S_2}$, $\mathbf{S_3}$ **et** $\mathbf{S_f}$. Vue les grandeurs des dimensions des semelles isolées obtenues par le calcul à L'ELS, nous proposons des semelles filantes sous poteaux.

VI.4.2. 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.

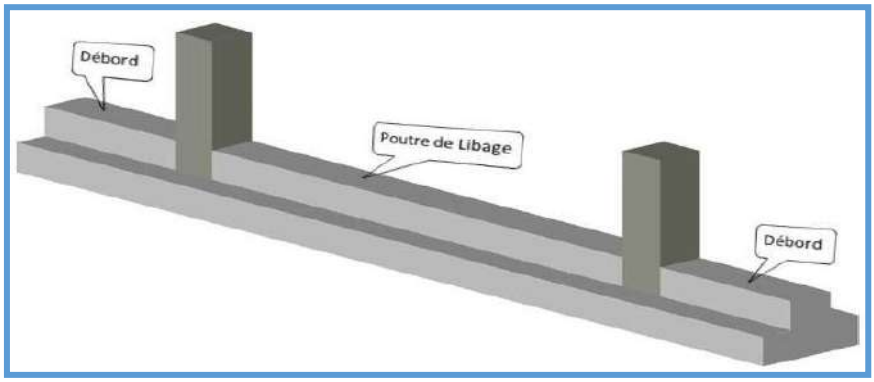


Fig VI.5 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux

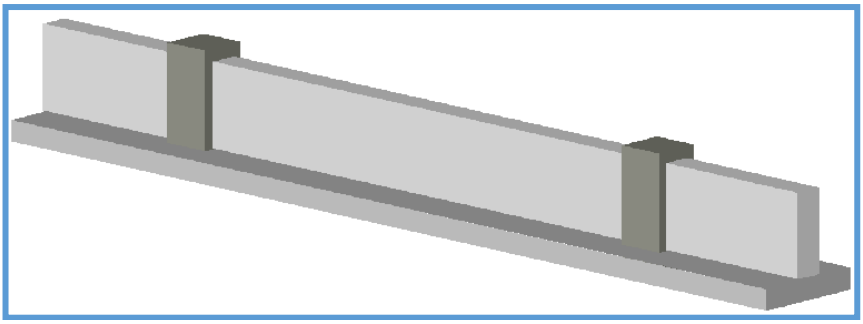


Fig VI.6: Schéma d'une semelle filante sous voile

VI.4.2.1. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{N}{L} \quad ; \quad M = \frac{M}{L}$$

$$A = \frac{+ \ +1}{2} + \qquad \text{(pour les semelles sous plusieurs poteaux)}$$

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 :

$$B \geq \frac{\qquad}{1000} \quad ; \quad d \geq \frac{\qquad}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\qquad}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.3: dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux à l'ELS

Semelle	L(m)	N_{ser} (KN)	N_{ser}/ml (KN/ml)	M_{ser} (KN.m)	M_{ser}/ml (KN)	B(m)	$B_{choisie}$(m)	h(m)	d_b(m)	e(m)
SF_1	11.15	2730.860	244.920	125.24	11.23	1.20	1.40	0.3	0.25	0.30
SF_2	10.50	2746.882	261.608	59.26	5.64	1.31				
SF_3	4.75	1224.965	257.887	39.02	8.21	1.29				
SF_4	9.20	1527.021	165.981	426.13	46.32	0.83				
SF_5	9.76	2295.268	235.171	65.18	6.68	1.17				
SF_6	7.00	1886.472	269.496	12.84	1.83	1.35				
SF_7	11.15	1621.860	145.458	5.92	0.53	0.73				
SF_8	35.40	9483.23	267.888	63.09	1.78	1.34				
SF_9	4.10	940.93	229.495	10.24	2.50	1.15				
SF_{10}	5.00	1138.80	227.760	24.78	4.95	1.14				

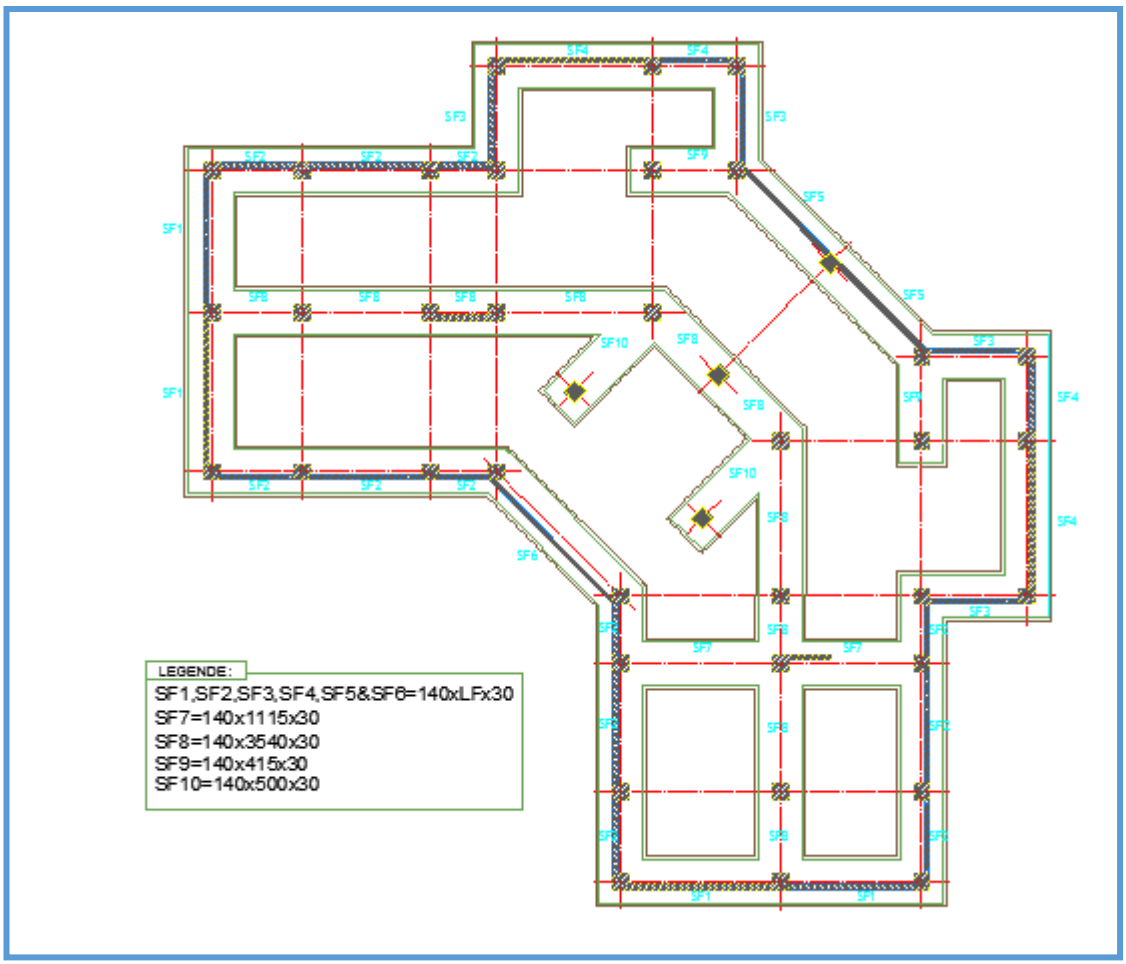


Fig VI.7: La proposition finale des semelles.

VI.4.2.2. Vérifications des contraintes des semelles filantes :

Il faut vérifier que σ ≤

Avec : σ = +

Les vérifications des contraintes des semelles filantes sont données dans le tableau suivant:

Tableau VI.4: vérifications des contraintes des semelles filantes.

Semelle	N_{ser}(KN)	M_{ser} (KN.m	$P_{semelle}$ (K)	S_f(m^2)	σ(Mp)	σ ≤
SF_1	2730.860	125.24	117.075	15.61	0.182	C.V
SF_2	2746.882	59.26	110.250	14.70	0.194	C.V
SF_3	1224.965	39.02	49.875	6.65	0.192	C.V
SF_4	1527.021	426.13	96.600	12.880	0.126	C.V
SF_5	2295.268	65.18	102.480	13.664	0.176	C.V
SF_6	1886.472	12.84	73.5	9.80	0.199	C.V
SF_7	1621.860	5.92	117.075	15.61	0.111	C.V
SF_8	9483.23	63.09	371.700	49.56	0.199	C.V
SF_9	940.93	10.24	43.050	5.74	0.171	C.V
SF_{10}	1138.80	24.78	52.500	7.00	0.170	C.V

VI.4.2.3.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 (1+) () ; ESP =

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.5: Armatures principales des semelles filantes.

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$A_{calculée}$(cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)	ESP (cm)
SF_1	333.568	15.42	4.74	7HA12=7.92	15
SF_2	357.767	7.74	4.84		
SF_3	351.877	11.28	4.86		
SF_4	190.238	63.15	4.21		
SF_5	321.445	9.13	4.41		
SF_6	368.619	2.52	4.84		
SF_7	198.935	0.72	2.59		
SF_8	366.720	2.26	4.80		
SF_9	314.579	0.94	4.09		
SF_{10}	312.306	6.82	4.23		

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_{rép} = \frac{(\quad^2).(\quad)}{4} \qquad ; \qquad ESP = \frac{2}{(\quad 1)}$$

Tableau VI.6: Armatures de répartition de la semelle filante.

Semelle	$A_{répartition}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF (1à10)	7HA12=7.92	20

VI.4.2.4. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τ_s= 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\cdot}{4.}$

- $l_s \geq \frac{}{4}$: ancrage courbe.
- $\frac{}{8} \leq l_s \leq \frac{}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.
- $l_s \leq \frac{}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Tableau VI.7:Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes.

Semelle	(mm)	L_s(cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
SF (1 à 10)	12	42.86	17.50	35.00	Courbe

Commentaire :

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes (crochets).

VI.4.2.5. Vérification de la stabilité au renversement : [1] ►► [Art 10.1.5] ◄◄

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) 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 ≤ B/4).

Tableau VI.8: 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	3719.31	171.93	0.046	1.40	0.35	C.V
SF_2	3756.57	81.27	0.022			C.V
SF_3	1671.42	53.58	0.032			C.V
SF_4	1750.16	580.98	0.332			C.V
SF_5	3137.28	89.11	0.028			C.V
SF_6	2580.37	17.64	0.007			C.V
SF_7	2218.08	8.03	0.004			C.V
SF_8	12981.89	80.00	0.006			C.V
SF_9	1289.78	3.86	0.003			C.V
SF_{10}	1561.54	34.09	0.022			C.V

VI.5. Ferraillage des poutres 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 hp 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 :

$$\frac{}{2} \quad ; \quad = \sqrt[4]{\frac{4. \quad .}{\quad .}}$$

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/cm^3).
- ✓ I : Moment d'inertie de la semelle $= \frac{\cdot^3}{12}$.
- ✓ hp : la hauteur de la poutre de libage

$$= \sqrt[3]{\frac{48.\ ^4.}{4.}}$$

Les poutres de libage (PL1 , PL2 , PL3 et PL4) sont les poutres correspondantes aux semelles (SF7 ,SF8,SF9 et SF10) respectivement .

Tableau VI.9: Dimensionnement de la poutre de libage

Poutre de libage	b(m)	l(m)	h(m)	I(cm^4)	$\overline{2}$	$\overline{2}$
PL1	0.5	4.60	0.90	3037500	5.87	oui
PL2	0.5	4.60	0.90	3037500	5.87	oui
PL3	0.5	2.2	0.90	3037500	5.87	oui
PL4	0.5	2.3	0.90	3037500	5.87	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 :

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.10: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Poutre de libage	(ELU) KN	(ELS) KN	L (m)	q_u (KN/m^2)	q_{ser} (KN/m^2)
PL1	2218.08	1621.860	11.15	198.935	145.458
PL2	12981.89	9483.23	35.40	366.720	267.888
PL3	1289.78	940.93	4.10	314.579	229.495
PL4	1561.54	1138.80	5.00	312.306	227.760

VI.5.2.Calcul des moments :

Aux appuis :

À l'ELU:

$$= \frac{(' + ')}{. (+)}$$

À l'ELS :

$$= \frac{(' + ')}{. (+)}$$

En travées :

À l'ELU:

$$= \frac{+}{}$$

À l'ELS :

$$= \frac{+}{}$$

Tableau VI.11: 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	415.524	265.803	330.147	181.189
PL2	455.871	522.939	330.013	383.505
PL3	38.064	152.256	27.769	111.075
PL4	75.031	300.126	54.719	218.878

VI.5.3Armatures longitudinales :

❖ **Calcul à l'ELU:**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$= \qquad \overline{2}$$

$$= \frac{}{\cdot\ \cdot\ ^2} \quad ; \text{ on a } \quad = 0.392$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

élément		Mu (KN.m)	D (cm)	A (cm^2)	A_{min}RPA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A choisie	Vérification
PL1	Travée	265.803	86	9.01	4.5	22.5	5HA16=10.05	CV
	appui	415.524	86	14.31			8HA16=16.08	CV
PL2	Travée	522.939	86	18.21	4.5	22.5	10HA16=20.11	CV
	appui	455.871	86	15.76			8HA16=16.08	CV
PL3	Travée	152.256	86	5.10	4.5	22.5	6HA16=12.06	CV
	appui	38.064	86	1.26			6HA16=12.06	CV
PL4	Travée	300.126	86	10.21	4.5	22.5	6HA16=12.06	CV
	appui	75.031	86	2.49			6HA16=12.06	CV

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Pour une fissuration préjudiciable :

[σb]= 15Mpa [σs]= 201.6Mpa

Tableau VI.13: 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	10.05	181.189	4.49	224.505	Non
	appui	16.08	330.147	6.83	260.494	Non
PL2	Travée	20.11	383.505	7.30	244.412	Non
	appui	16.08	330.013	6.82	260.388	Non
PL3	Travée	12.06	111.075	2.56	115.480	Oui
	appui	12.06	27.769	0.64	28.870	Oui
PL4	Travée	12.06	218.878	5.05	227.558	Non
	appui	12.06	54.719	1.26	56.888	Oui

On remarque que les vérifications des contraintes ne sont pas satisfaisantes.

- **Calcul à l'ELS:**

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

élément		Mser(KN.m)	A(cm^2)	choix
PL1	Travée	181.189	11.4	6HA16=12.06
	appui	330.147	21.3	11HA16=22.12
PL2	Travée	383.505	25.0	13HA16=26.14
	appui	330.013	21.3	11HA16=22.12
PL3	Travée	111.075	-	-
	appui	27.769	-	-
PL4	Travée	218.878	13.9	7HA16=14.07
	appui	54.719	-	-

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 mois 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap=3*0.9 = 2.7 cm², donc on adopte 6HA12=6.79cm².

VI.5.5.Armatures transversales :

$$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L} \qquad T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

$$\tau_u = \text{—}$$

Tableau VI.15: 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	525.004	0.68	2.5	6HA8=3.02	10	15
PL2	847.297	1.09	2.5	6HA8=3.02	10	15
PL3	346.037	0.45	2.5	6HA8=3.02	10	15
PL4	484.074	0.63	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 : σbc= 14.2 MPa ; fc28= 25 MPa ; γb= 1.5
- Acier: FeE 400; σs= 348 MPa; FeE 400; γs = 1.15

- Situation accidentelle :

- Béton : σbc= 18.48 MPa ; fc28= 25 MPa ; γb= 1.5
- Acier:FeE400;σs= 400 MPa; γs = 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, 15 1)

❖ Selon le CBA93 ►► [A.7.1.2] ◄◄ [2]
La section des armatures longitudinales est : $A \geq A_{min} = \frac{\cdot}{1000}$

- St ≤ min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{}{} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{}{\cdot} \geq \frac{(\quad 0.3 \quad _{28} \cdot)}{0.9 \quad (\quad +\sin \quad)}$

Avec K=1, $\alpha=90^0$
Le diamètre des armatures transversales (A.6.4.2) est donné par : ≤ min [$\frac{}{35}$; $\frac{}{10}$]

VI.6.2. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

- **Armatures longitudinales :**

F= (N/ α) ≥20 KN **avec : α**=10

A= (F/)

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau .VI.16 : 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	1857.915	185.791	5.34	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 Mser :

❖ Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$=F/A_{choisie}$

$= \min [\frac{2}{3} \times \quad ; 110 \quad \overline{\quad \times \quad}] = 201.63$Mpa, et on doit vérifier que : $\quad \leq$

Tableau .V.17: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	$A_{adoptée}$(cm^2)	Mpa	Mpa	≤
30*30	1358.102	135.810	6.78	200.31	201.63	CV

VI.6.4.Calcul des armatures transversales :

–

- Le diamètre des armatures transversales est donné par :

❖ $_t \leq \min$ [h/35; b/10] selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄ [2]

suivantes :

❖ Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.5.2.2] ◄◄ [1] :

- $S_t = \min$ [h/4 ; 12 $_l$] …….. [Zone nodale]
- $S_t \leq$ h/2 ……..[Zone courant]

- $S_t \leq \frac{}{0.003 \times}$

❖ Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.2] ◄◄ [2]

- S_t = min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{\times}{\times} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{\times}{\times} \geq \frac{(\quad 0.3 \quad _{28} . \ )}{0.9 \ (\quad +\sin \quad)}$
-

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.18 : 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	3 8 =1.51

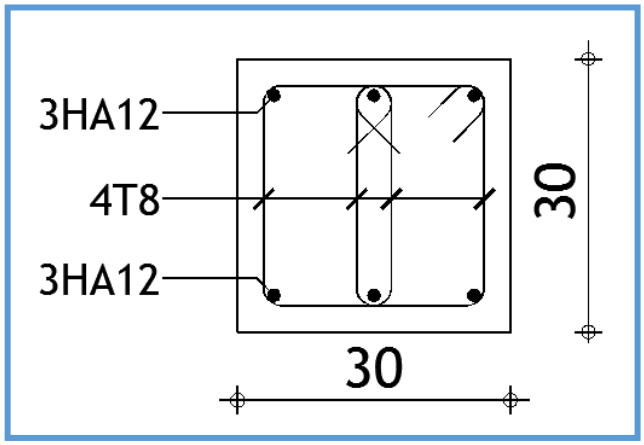


Fig VI.8: Ferraillage des longrines

VI.7.Mur de soutènement :

VI.7.1.Introduction:

Les murs de soutènement sont réalisés dans le But de retenir des pressions latérales causées par les sols.

VI.7.2. Ferraillage des murs de soutènement :

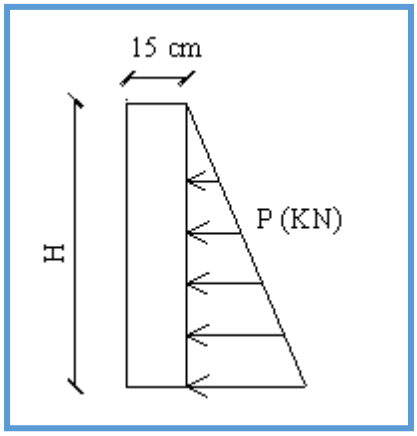
Les panneaux constituant le voile sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres.

ρ=— =———— = 0.48 > 0.4 dalle travaillant suivant les deux directions.

=0.0994

=0.2500

En utilisant la méthode forfaitaire, on aura alors :



A- Les armaturez verticale:

P: poussé de terres

P=$\frac{1}{2}$ × × × ^{2}

Et : = ^{2}($\frac{}{2}$ $\frac{}{4}$)

Φ=24°. [4]

γ=18.5kN/m^3.

=1.162

P=75.59 KN/ml

M_x = ×P×l_x =16.53KN.m/ml

M_{tx} =0.85×M_x =14.05KN.m/ml

$A_{calculée}$ =0.187cm^2/ml

$A_{choisie}$ = 5HA10=3.93cm^2/ml

B- Les armatures horizontales:

M_x = ×M_x =4.13KN.m/ml

M_{tx} =0.85×M_x =3.51KN.m/ml

$A_{calculée}$ =0.046cm^2/ml

$A_{choisie}$ = 5HA10=3.93cm^2/ml

Le ferraillage déterminé (vertical et horizontal) sur la base d'un panneau qui joue le rôle d'un mur de soutènement est inferieur par rapport au ferraillage calculé si on considère le panneau comme voile.

Les résultats ci dessous montré ce que nous avons dit précédemment :

- Ferraillage vertical : A=2× (37HA12 =41.85 cm^2)

  Avec : S_t =15cm
- Ferraillage horizontal : A=2× (15HA10 =11.78 cm^2)

Donc : on adopte le même ferraillage des voiles périphériques [Chapitre V]

Conclusion générale

L'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale, touts ça en assurant l'économie et sur tous la sécurité des usagers.

La réalisation de ce mémoire nous a permis de faire les constats suivants pour l'analyse d'une structure en béton armé :

- Le pré dimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de l'analyse, néanmoins certaines vérifications telles que la flèche des poutres ne sont pas nécessaires à ce stade de l'étude.
- L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure ; en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires (RPA 99 V2003, CBA93, DTR)
- La reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, ensuite, trancher sur le type de fondation (superficielle ou profonde)

- Le choix de la fondation de la structure dépend de la nature du sol et du volume des charges provenant de la structure.

L'utilisation des méthodes numériques telles que le logiciel " Sap2000 V17.1.1" permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, la fiabilité de leur résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

Enfin, ce mémoire nous a donné la possibilité de récapituler nos connaissances acquises durant notre cycle universitaire, de les améliorer Surtout dans la conception et la mise en application des codes de calcul et de dimension en vigueurs

BIBLIOGRAPHIE

Documents réglementaires :

- [1]: Le règlement parasismique "RPA99 version 2003" .

  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

- [2]: Le règlement de Béton Armé "CBA93".

  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

- [3] Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

- [4] Rapport de sol (la SETAM).

Logiciels :

- SAP2000 version 17.1.
- Robot expert.
- Autocad 2013.