République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Université Yahia FARES de Médéa
Faculté De Technologie
Département de Génie Civil



Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplome de Master en Génie Civil

Option:structures

Thème :
Etude d'un bloc en R+4+1Entre-Sol+1Sous-Sol à usage commercial et d'habitation .

Etudié par :

M elle AOUNI Djazia
M elle RAIS Anissa

Encadré par : Pr BOUKENDAKDJI Otmane

Promotion Juin 2018

REMERCIMENT

Tout d'abord permettez nous de remercier l'ensemble du corps enseignant du département de Génie Civil qui grâce a Dieu et a eux, nous sommes aujourd'hui devant vous pour cet examen final.

Un mémoire est un travail de longue haleine qui n'aurait pas été possible sans le soutien de nombreuses personnes que nous tenons à remercier ici sincèrement.

Nous tenons aussi a remercié en premier lieu notre promoteur Professeur BOUKENDAKDJI Otmane pour sa grande disponibilité pour nous avoir guidé et orienté par ses conseils dans les moments les plus difficiles.

Nous voudrions également remercier les examinateurs pour avoir accepté de faire partie du jury de ce mémoire.

On remercie le bureau d'études d'architecture la SETAM de Médéa et le bureau d'études d'ingénierie M. OULD TURKI Benaissa qui ont mis à notre disposition les moyens nécessaires pour l'accomplissement de nos travaux.

Nous tenons aussi a remercié nos parents, nos frères et sœurs, nos amis et tous ceux et celles qui nous ont apporté leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet

SOMMAIRE

CHAPITRE I Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction ……2
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....2
I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment.....2
I.2.2.Système de contreventement.....2
I.2.3. Planchers.....2
I.2.4. Maçonnerie.....3
I.2.5. L'acrotère.....3
I.2.6. Les escaliers.....3
I.2.7.Infrastructure.....3
I.2.8. Revêtement 3
I.2.9. Les Balcons.....3
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....4
I.4. Conclusion 4

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux.

II.1. Introduction 5
II.2.Pré dimensionnement des planchers :.....5
II.2.1. Plancher à corps creux : 5
II.2.2. Les dalles pleines : 6
II.3. Evaluation des charges et surcharges :.....7
II.3.1.Plancher terrasse 7
II.3.1.a. Charges Permanentes : 7
II.3.1.b : Surcharge D'exploitation :.....7
II.3.2 : Plancher étage courant:.....8
II.3.2.a : Charges Permanentes 8
II.3.2.b. Surcharge D'exploitation.....8
II.3.3. Escaliers : 9
II.3.3.a. Charges Permanentes : 9
II.3.4. Maçonnerie: 10
II.3.4.a. Murs intérieurs (simple cloison): 10
II.3.5.b. Murs extérieurs (double cloison): 10
II.3.5. balcon.....10
II.3.5.1.a. Charges permanentes : 10
II.3.5.1.b. Surcharge d'exploitation du balcon : 10
II.4. Pré dimensionnement des poutres.....11
II.5. Pré dimensionnement des poteaux:.....12
II .5.1.Étapes de Pré dimensionnement : 12
II.5.1.a. Choix du poteau le plus sollicité : 12
II.5.1.b.Dimensions des poteaux 12
II .5.2. Calcul de l'effort Nu: 13
II .5.3. La surface reprise par le poteau plus sollicité : 14
II .5.4. Descente des charges 14
II .5.4.a. Charge d'exploitation:.....14
II .5.5. b. Charge permanente : 16
II.6. Pré dimensionnement des voiles 17

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1. L'ACROTERE : 19
III.1.1. Charges et surcharges : 19
III .1.2.Détermination des efforts : 19
III.1.3- Calcul du ferraillage : 20
III.1.4- Vérification à l'E.L.S : 20
III.1.5-Vérification de la contrainte de cisaillement du béton : 21
III.2. Plancher à corps creux: 21
III.2.1.Dalle de compression: 22
III.2.2.Les poutrelles : 23
III.2.2.1Avant coulage : 23
III.2.2.2Après coulage : 25
III.2.2.3. Calcul du ferraillage : 34
III.3.L'escalier : 37
III.3.1.Dimensionnement : 37
III.3.1.1.le palier..... 38
III.3.1.2.la paillasse..... 39
III.3.2.Détermination des efforts : 39
III.3.3. Calcul du ferraillage : 41
III.3.4. Calcul de la console sous paillasse : 43
III.4.Dalle pleine : 46
III.4.1. Calcul des dalles triangulaires : 46
III.4.1.1.calcul de la charge totale : 46
III.4.1.2.Détermination de M: 46
III.4.1.3.calcul de ferraillage a l'ELU : 47
III.4.1.4. Vérification des contraintes a L'ELS : 47
III.4.1.5.Vérification de la flèche préliminaire : 48

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction 50
IV.2. Objectif de l'étude dynamique:..... 50
IV.3. Choix de la méthode :..... 50
IV.4. Caractéristiques géométriques de la structure 51
IV.4.1. Centre de masse :..... 51
IV.4.2.Analyse de notre structure : 51
IV.4.3. Centre de torsion : 54
IV.5. Calcul d'excentricité :..... 54
IV.5. 1.Dimensions du bâtiment :..... 54
IV.5. 2.Excentricité admissible : 55
IV.5. 3.Centre de Rigidité et Centre de Masse 55
IV.6. Excentricité 55
IV.6.1. Excentricité accidentelle :..... 56
IV.7. Choix de la méthode de calcul :..... 56
IV.7.1. Introduction : 56
IV.7.2. Méthode dynamique modale spectrale :..... 57
IV.7.2.1.Le spectre de réponse de calcul :..... 57
IV.7.2.2.Justification du coefficient de comportement R :..... 58

IV.7.2.3.Classification des systèmes de contreventement : ……60
IV.7.2.3.1.Coefficient de comportement R : ……60
IV.8.Résultats de l'analyse dynamique :……...60
IV.8.1.Résultats et vérifications de l'analyse dynamique 60
IV.8.2.1. vérifications la stabilité de la structure :……60
IV.8.3.Résistance des éléments : 61
IV.8.3.1.Édification du comportement modale de la structure ……61
IV.8.4.vérification de participation massique : 63
IV.8.5.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : 63
IV.8.6.Calcul de la force sismique totale : 64
IV.8.7.Vérification de la stabilité au renversement : 66
IV.9. Vérification des déplacements :……67
IV.9.1. Déplacement en tête : 67
IV.9.2. Déplacement inter-étages : 67
IV.9.3.Vérification cisaillement des éléments : 69
IV.9.4.Vérification de l'effort normal réduit à la base : 70
IV.9.5. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : 70
IV.9.6.Conclusion : ……...72

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments résistants

V.1.Introduction……73
V.2- Ferraillage des poutres :……73
V.2.1.Calcul des poutres principales :……73
V.2.2.Calcul des poutres secondaires :……..75
V.3.Ferraillage des poteaux :……...77
V.3.1-Détermination des armatures longitudinales :……..77
V.3.2-Détermination des armatures transversales……..79
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES …...……82
V.4.1.Trumeau :……..…..82
V.4.1.1.les armatures verticaux :……..82
V.4.2.2. Calcul des armateurs horizontaux :……..83
V.4.2.3.Armatures transversales :……..83
V.4.3.Les linteaux :……83

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :……..84
VI.2. Calcul des fondations :……...85
VI.2.1.1.dimensionnement des semelles isolées : 85
VI.2.1.2.Ferraillage : 86
VI.3. Calcul des semelles filantes :……..86
VI.3.1. Semelles filantes sous deux poteaux :……86
VI.3.1.1. Dimensionnement : 87
VI.3.1.2.Ferraillage : 88
VI.3.1.3. Dimensionnement de la poutre de libage: 88
VI.3.1.3. Calcul du ferraillage de la poutre de libage: 90
VI.3.1.3. Armature de peau : 91
VI.3.2. Semelles filantes sous voile :……...91
VI.3.2.1.Dimensionnement : 91

VI.3.2.2.Ferraillage : 92
VI.4.Les longrines :…….. 93
VI.4.1-Pré-dimensionnement : 93
VI.4.2-Sollicitations : 93
VI.5.3-Ferraillage 93
V.5. FERRAILLAGE DES VOILES PERIPHERIQUES… 95
V.5.1.Hypothèse de calcul: 95
V.5.2.Méthode de calcul: 95
V.5.2.1. Principe de travail virtuel: 95
V.5.2.2.Calcul du ferraillage:…… 96
conclusion:…… 99

liste des figures

Figure I.1.Vue en plan du bloc ……..…....01
Figure. II.1: Schéma des poutres……...……..……12
Figure. II.2. Surface reprise par le poteau le plus sollicité…….....14
Figure. II.3: Zones nodales…….....16
Figure II .4 : Coupe de voile en plan (droite) Voile en 3(gauche)……..…….....18
Figure III.1.1. L'acrotère…….....19
Figure III.1.2.section d'acier et béton de l'acrotère…….....21
Figure III.2.1. Schéma composant d'un plancher corps creux……..….....22
Figure III.2.2. Disposition des armatures de la table de compression…….....23
Figure III.2.1. Dimensionnement de la poutrelle…….....23
Figure III.2.2. Choix de disposition des étaiements…….....25
Figure III.2.3.moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2 travées de la terrasse.28
Figure III.2.4. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2 travées d'E. courant.29
Figure III.2.5.Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 6 travées d'E. courant.31
Figure III.2.7.les sections considérées pour le calcul des ferraillages……...34
Figure III.2.8: ferraillage des poutrelles en zone d'appui (a gauche), en travée (a droite)……...36
Figure III.3.2 : modélisation de 2eme volée a trois appuis……...37
Figure III.3.3: diagramme des efforts internes à l'ELU……...40
Figure III.3.4: diagramme des efforts internes à l'ELS……....40
Figure III.3.5.schéma statique de la console……43
Figure III.3.6 : diagrammes des efforts internes de la console à l'ELU et l'ELS ……...44
Figure III.3.7 : ferraillage du consol sous paillasse……..46
Figure III.4.1 : déplacements des zones……...46
Figure III.4.2. Le déplacement des zones des ruptures de la dalle…….....47
Figure III.4.3 : ferraillage de la dalle pleine triangulaire pour 1 ml……49
Figure IV.1 : vue de la structure en 3D……....52
Figure IV 2 : disposition des voiles de Sous Sol……..52
Figure IV 3 : disposition des voiles au S.Sol+E.Sol……53
Figure IV 4: disposition des voiles au S.Sol+E.Sol+RDC……..53
Figure IV 5 : spectre de réponse……..60
Figure IV 6 : le comportement des trois premiers modes……....62
Figure IV 7 : la distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage……..66
Figure V.1 : ferraillages des poutres principales.....74
Figure V.2 : ferraillages des poutres secondaires……...76
Figure V.3 : définition de la zone nodale dans les poteaux……....77
Figure V.4 : ferraillages des poteaux……81
Figure VI.1 : schémas des semelles..... 85
Figure VI.2.schéma d'une semelle filante sous poteaux……....86
Figure VI.3 : ferraillage des longrines.... 95

liste des tableaux

Tableau I.1dimensions du bâtiment……...1
Tableau II.1: pré dimensionnement des planchers à corps creux. 6
Tableau II.2. Charge permanente du plancher terrasse. 7
Tableau II.3 : Charge permanente du plancher courant (16+4). 8
Tableau II.4: Charge permanente du plancher courant (20+5). 8
Tableau II.5: Évaluation de charge permanente de palier de l'escalier. 9
Tableau II.6 : Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier. 9
Tableau II.7: Charge permanente des murs intérieurs 10
Tableau II.8: Charge permanente des murs extérieurs 10
Tableau II.9: Charge permanente du balcon. 10
Tableau II.10: pré dimensionnement des poutres 11
Tableau II.11 pré dimensionnement des poteaux 12
Tableau II.12: Calcul de Nu 13
Tableau II.13: Détermination des charges d'exploitations. 15
Tableau II.14: Détermination des charges permanente 15
Tableau II.15: Vérification de coffrage des poteaux. 16
Tableau II.16 : Vérification aux zones nodales 17
Tableau II .17 : dimensionnement des voiles. 18
Tableau III.1.2. Calcul du ferraillage a l'E.L.U Flexion composé 20
Tableau III.1.3. Vérification à l'E.L.S 20
Tableau III.1.4. vérification au cisaillement 21
Tableau III.2.1. Les charges de la poutrelle avant coulage. 24
Tableau .III.2.2.Détermination le nombre des étaiements. 24
Tableau.III.2.4.Méthode CAQUOT. 26
Tableau.III.2.5.les charges de plancher 26
Tableau.III.2.6.Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2travées à l'E.L.U. 27
Tableau.III.2.7.Moment fléchissant de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.S 27
Tableau.III.2.8.Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2travées à l'E.L.U……..28
Tableau.III.2.9.Moment fléchissant de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.S 28
Tableau III.2.10. Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELU) 30
Tableau III.2.11. Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées(ELS) 30
Tableau III.2.12. Différentes sollicitations dans la poutrelle à six travées (ELU) 32
Tableau III.2.13. Différentes sollicitations dans la poutrelle à six travées (ELS) 32
Tableau.III.2.14.Récapitulations des efforts internes 33
Tableau.III.2.15.Calcul des armatures. 34
Tableau III.2.16: les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement. 35
Tableau III.2.17: vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles. 36
Tableau III.3.1.Évaluation de charge permanente de palier de l'escalier 38
Tableau III.3.2.Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier. 39
Tableau III.3.3 : Combinaison des charges de l'escalier. 39
Tableau III.3.4. Récapitulation des résultats. 41
Tableau III.3.5. Les résultats de la flexion simple. 41
Tableau III.3.6.vérification de l'espacement 41

Tableau III.3.7.Calcul des sections d'acier de la console……..……..44
Tableau.III.3.8.Vérification à l'E.L.S.....45
Tableau III.4.1 : Les charges à l'état ultime et service dans les étages.....46
Tableau III.4.2 : Calcul de ferraillage a l'ELU. 47
Tableau III.4.3 : vérification a ELS. 48
Tableau III.4.4 : vérification de l'effort tranchant. 48
Tableau III.4.5 : Vérification de la flèche préliminaire. 48
Tableau IV 1 : Calcule Centre de Rigidité et Centre de Masse.....55
Tableau IV 2 : Calcule d'excentricité théorique.....55
Tableau IV 3 : Calcule d'excentricité accidentelle.....56
Tableau IV 4 : détermination du facteur de qualité Q de la structure. 57
Tableau IV 5 : Justification du coefficient de comportement R Suivant x. 58
Tableau IV 6 : Justification du coefficient de comportement R en pourcentage. 58
Tableau IV 7 : Justification du coefficient de comportement R Suivant y. 59
Tableau IV 8 : Justification du coefficient de comportement R en pourcentage. 59
Tableau IV 9: Le comportement des trois premiers modes.....61
Tableau IV 10 : vérification de participation massique.....63
Tableau IV 11 : Calcul de la force sismique. 65
Tableau IV 12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 65
Tableau IV 13 : Vérification de stabilisation. 66
Tableau IV 14: Vérification déplacement en tête.....67
Tableau IV 15 : Vérification les déplacements inter étages Sens X.....68
Tableau IV 16 : Vérification les déplacements inter étages Sens y. 68
Tableau IV 17 : Vérification du cisaillement des éléments.....69
Tableau IV 18 : Vérification de l'effort normal réduit à la base. 70
Tableau IV 19: Vérification l'effet P-Δ sent Y. 71
Tableau IV 20 : Vérification l'effet P- Δ sens X. 71
Tableau. IV.21: les sections finales.....72
Tableau .V.1: Calcul les efforts de la poutre principale (30X45).....73
Tableau .V.2: Ferraillage longitudinal de la poutre principale (30X45). 73
Tableau .V.3 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principale.....73
Tableau .V.4: Vérifications préliminaires de la flèche des poutres principales 74
Tableau .V.5: Calcul des efforts de la poutre secondaire (30X35). 75
Tableau .V.6: Ferraillage longitudinal des poutres secondaire (30X35).....75
Tableau .V.7: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire (30X35). 75
Tableau .V.8: Vérifications préliminaires de la flèche des poutres secondaires 76
Tableau .V.9: Sollicitations extrêmes de ferraillage. 78
Tableau V.14 : Les Armatures longitudinaux des poteaux 78
Tableau .V.10: Vérification des contraintes à l'ELS.....79
Tableau .V.11: Calcul d'armatures transversales ainsi que leurs espacements.....80
Tableau .V.11: calcul des armateurs verticaux.....82
Tableau .V.12: Armatures verticales dans les voiles 82
Tableau .V.12: Armatures verticales dans les voiles 82
Tableau .V.13 : vérification des armatures a ELS des voiles.....82
Tableau .V.14: calcul des armateurs horizontaux 83

Tableau .V.15: les sollicitations du calcul des linteaux.....83
Tableau .V.17: Calcul des armatures des linteaux 83
Tableau.V.18: calcul les armatures transversales el leurs espacements.....83
Tableau.VI.1 : Le pré dimensionnement des semelles isolées avec vérification du chevauchement.85
Tableau VI.2 : dimensionnement des semelles isolées. 85
Tableau VI.3 : Vérification de la capacité portante.....86
Tableau VI.4 **:** ferraillage de semelle isolé.....86
Figure VI.4.Schéma d'une semelle filante sous poteaux 86
Tableau VI.6 : dimensionnement de la semelle filante 88
Tableau VI.3 : Vérification de la capacité portante.....88
Tableau VI.7: ferraillage de semelle filante 88
Tableau 6-5 : Dimensionnement de la poutre de libage.....89
Tableau 6-7 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.....89
Tableau 6-8 : Détermination des moments de la poutre de libage 90
Tableau 6-9 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage.....90
Tableau 6-10 : vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS 91
Tableau VI.2.dimensionnement des semelles filantes SF1 sous voiles à l'ELS. 92
Tableau VI.3. Armatures principales des semelles filantes.....93
Tableau VI.4.armatures de répartition des semelles filantes.....93
Tableau VI.5.le ferraillage finale des filantes Sf1 sous voiles 93

NOTATIONS

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu (cm^2).

A' : Section d'acier comprimé (cm^2).

A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale (cm^2).

At : Section d'acier transversale(cm^2).

B : Aire du béton(cm^2).

Br : Section réduite du béton d'un poteau (cm^2).

Bt : Section de la partie tendue (cm^2).

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Evj : Module de déformation longitudinale différée du béton (Mpa).

Ei j: Module de déformation longitudinale instantanée du béton (Mpa).

E : Charge sismique(KN).

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier(Mpa).

F : effort de traction(KN).

G : Charge permanente(KN).

G : module d'élasticité transversale.

I : Moment d'inertie(m^4).

Ie : Moment d'inertie équivalent(m^4).

Q : Charge d'exploitation(KN).

Lt : Largeur de la section tendue(m).

M : Moment fléchissant(KN.m).

M : moment isostatique (KN.m).

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre (KN.m).

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre(KN.m).

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U (KN.m).

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S(KN.m).

N : Effort normal (KN).

Nser : Effort normal à l'E.L.S(KN).

Nu : Effort normal ultime(KN).

Ra : réaction à gauche.

Rb: réaction à droite.

Tu ;Vu : Effort tranchant ultime(KN).

Tw : Effort tranchant à gauche.

Te : Effort tranchant à droite.

Tser : Effort tranchant à l'E.L.S.

RDC : rez-de-chaussée.

SF : semelle filante.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

Minuscules romaines :

a : épaisseur du voile(cm).

b : Largeur de la section du béton(cm).

b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c1, c2 ,c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section(cm).

f : Flèche.

ep : épaisseur.

fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours(Mpa).

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours (Mpa).

fe : Limite d'élasticité de l'acier(Mpa).

ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours (Mpa).

ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours (Mpa).

i : Rayon de giration.

h: Hauteur de la section du béton.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement d'armature transversale(cm).

Srep : Espacement de répartition.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids (KN).

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

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

σ : Contrainte normale(MPA).

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

ملخص

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى هيكلة ودراسة بناية ذات استعمال متعدد مكونة من (طابق تحت أرضي+طابق بين أرضي +طابق أرضي + أربعة طوابق) المقرر بناءها بالبليدة و المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية 3.

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

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

* القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.

* قانون الخرسانة المسلحة .

تمت الدراسات الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج «SAP2000 Version 19.2.2 ».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات .

Résumé

Ce projet est une conception et étude d'un bâtiment à usage Multiple contenant (RDC+4 étages+Sous-sol+entre-sol) sera implanté à BLIDA, 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 Version 19.2.2».

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

Abstract:

This project is a conception and study of a multi-purpose building containing (an underground +a between ground +a ground floor and 4 stories), which will be implanted in the city of BLIDA; this region is classified in the zone of strong seismicity III. The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured 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 Version 19.2.2 ».

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

Introduction générale

L'étude caractéristique et distinctive des structures est une étape significative et une voie obligatoire dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant la période de formation d'ingénieur sur l'étude des ouvrages en béton armé.
Dans le cadre de ce projet de fin d'étude; nous avons procédé à l'étude de la structure porteuse d'un bloc situé à «Ouled-Yaich» wilaya de BLIDA, à usage commercial et d'habitation constitué d'un rez-de-chaussée, de 4 étages, d'un entre sol et d'un sous sol.

Le premier chapitre est une présentation de l'ouvrage et de ses dimensions. Le second chapitre traite le calcul du pré-dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles. Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre. Le 4eme chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure du bloc moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP2000 version 20», on présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans la réponse dynamique, les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments de résistance (portique et voiles), ce dernier sera notre objectif dans l'étude du cinquième chapitre. En conclusion, le bloc a été fondé conformément au rapport du sol.

I. INTRODUCTION:

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études techniques et architecturales SETAM (société d'études techniques et d'architecture de Médéa) consiste en l'étude et au calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+4+ES+SS) à usage commercial et d'habitation avec un contreventement mixte.

L'ouvrage étudié sera implanté à Ouled Yaich (Blida), classé selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99) version2003 comme une zone de haute sismicité (zone III) Notre étude sera conforme aux exigences des règles CBA93 et RPA99 version2003.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Le projet en question est composé de (07) niveaux en superstructure composés d'un rez-de-chaussée et de six (06) étages courants avec une terrasse inaccessible.

I.2.1.Dimensions en plan du bâtiment:

Dimensions en plans	Dimensions en élévation
Longueur totale du bâtiment : Lx=37.09*m* Largeur totale du bâtiment : Ly=19.14*m*	Hauteur totale du bâtiment: H=16.15 *m* Hauteur de l'étage courant: h =3.23*m* Hauteur de RDC:……. h_r=3.23*m* Hauteur de l'entre-sol…… h_s= 3.4m Hauteur de l'sous-sol…… h_s= 3.4m

Tableau I .1 : dimensions du bâtiment.

I.2.2. Système de contreventement:

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 11 m, alors le règlement parasismique Algérien **(**RPA99 version 2003 **Art [3.4.A] ◄◄ du RPA99, 2003 [1])** préconise un système de contreventement assuré par des voiles.

I.2.3. Les planchers :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure. Ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

On distingue 2 types de plancher :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

I.2.4. Maçonnerie:

On a deux types:

- **Murs extérieurs (double cloison):** sont composés de :
  - Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
  - Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
  - Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- **Murs intérieurs (simple cloison)** : sont des cloisons de séparation en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

I.2.5.L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile en béton armé de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.2.6.Les escaliers:

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un type d'escalier :

- Escalier droit à deux volées.

I.2.7.L'infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol **σsol =2.00 bars,** ce sont des fondations superficielles de type semelles isolées ou filantes.

I.2.8. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

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

I.2.9. Les Balcons:

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

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé du CBA 93.

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant:

I.4. Conclusion :

Pour notre projet, On a obtenus les résultats suivants :

$f_{c28} = 25\ Mpa$

$f_{t28} = 2.1\ Mpa$

$E_{i28} = 32164.2\ Mpa$

$E_{v28} = 10819\ Mpa$

A l'ELU

$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2\ Mpa : situation\ durable \\ 18.48\ Mpa : situation\ accedentelle \end{cases}$

$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33\ Mpa : fissuration\ peu\ nuisible \\ 2.5Mpa : fissuration\ préjudiciable\ ou\ tres\ préjudiciable \end{cases}$

A l'ELS

$\overline{\sigma_s} = 202\ Mpa$: Fissuration préjudiciable pour les H.A.

$\overline{\sigma_{bc}} = 15\ Mpa$

FeE 400, f_e = 400MPa : Pour les armatures longitudinales
FeE 235, f_e = 235MPa : Pour les armatures transversales
TLE 520 , f_e = 520 MPa : Pour les armatures des dalles

II. Pré dimensionnement et évaluation des charges :

II.1. Introduction :

Le but du Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du CBA93 et RPA99 Version 2003. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul. Le pré dimensionnement des poteaux se base sur le principe de la descente des charges qui agissent directement sur la stabilité, de la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur. Avant de procéder à la descente des charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments à construire, il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

II.2Pré dimensionnement des planchers :

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

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

Pour nos bâtiments, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux :

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

- $L/20 \geq ht \geq L/25$
- et $ht \geq L/22.5$

Avec :

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

Tableau II.1: pré dimensionnement des planchers à corps creux.

planchers	Longue de la poutrelle (m)	Calcul de h (cm)	Vérification de condition d'acoustiqu	h_t adopté (cm)
Plancher	L = 4.22	$16.88 \leq h_t \leq 21.1$	$20 \geq 16$ cm cv	**20 = (16+4)**

Remarque :

Le sous-sol est en plancher (20+5) par ce que :

- la charge d'exploitation Q à usage commercial Q=5KN/ml.
- la quantité de ferraillage est grande (poutrelle).

II.2.2. Les dalles pleines :

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

On distingue plusieurs types de dalles pleines de formes régulières et irrégulières.

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

Critère de résistance :

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$(Lx/50) \leq e_p \leq (Lx/40)$$

- dalle reposant sur deux appuis :

$$(Lx/35) \leq e_p \leq (Lx/30)$$

Où :

e_p : Épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

Pour le cas de notre structure, on a : L = 2.61m.

$261/50 \leq e_p \leq 261/40$ et $4.32 \leq e_p \leq 6.53$

Sécurité contre l'incendie :

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

Condition d'isolation acoustique : $e_p \geq 15$ cm.

Conclusion :

Pour la dalle pleine on adoptera e_p: = 15cm

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

- **Les charges permanentes G :**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en oeuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

- **Les charges d'exploitation Q :**

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer

Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

II.3.1.Plancher terrasse :

II.3.1.a. Charges Permanentes :

Tableau II.2 : Charge permanente du plancher terrasse.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m	Poids surfaciques (KN/m²)
1	Gravillon roulé	0,05	18	0,9
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft			0,05
4	Forme de pente	0,1	22	2,2
5	Film polyane			0,01
6	Liège (isolant thermique)	0,04	4	0,16
7	Par vapeur	0,01	6	0,06
8	Plancher corps creux	0,16+0,04		2,8
9	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
TOTAL				6,5

II.3.1.b : Surcharge D'exploitation :

Terrasse inaccessible : **Q=1 KN/m².**

II.3.2 : Plancher étage courant:

II.3.2.a : Charges Permanentes :

Tableau II.3 : Charge permanente du plancher courant (16+4).

N	Composants	Epaisseur (m	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfaciques (KN/m²)
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	Planche corps creux	0,16+0,04		2,8
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	Mur simple cloison	0,14		1,62
	TOTAL			6,00

Tableau II.4 : Charge permanente du plancher courant (20+5).

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfaciques (KN/m²)
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	Planche corps creux	0,20+0,05		4
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	Mur simple cloison	0,14		1,62
	TOTAL			7.2

II.3.2.b. Surcharge D'exploitation :

Le plancher courant à usage d'habitation : **Q = 1.50 KN/m².** **DTR (7.1.p18).**

Le plancher courant à usage commercial : **Q = 5.00 KN/m².**

Le plancher courant à zone de dépôt : **Q = 3.5 KN/m².**

II.3.3. Escaliers :

II.3.3.a. Charges Permanentes :

Palier :

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

Tableau II.5 : 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	0,17	25	4.25
5	enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				**6.00**

La paillasse :

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

Tableau II.6 : 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	2.12
5	Paillasse	0.17/cos α	25	5.14
6	enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				**9.00**

La charge permanente de palier : **$G=6KN/m^2$**

La charge permanente de paillasse : **$G=9KN/m^2$**

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

II.3.4. Maçonnerie:

II.3.4.a. Murs intérieurs (simple cloison):

Tableau II.7 : Charge permanente des murs intérieurs

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (k N/m^3)	Poids surfacique (k N/m^2)
1	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
2	**Brique creuse**	0.10	9	0.90
3	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
Charge permanente G			**total**	**1.62**

II.3.5.b. Murs extérieurs (double cloison):

Tableau II.8 : Charge permanente des murs extérieurs.

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

II.3.5. balcon :

II.3.5.1.a. Charges permanentes :

Tableau II.9 : Charges permanentes du balcon.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	**0.44**
2	Mortier de pose	0.04	20	**0.40**
3	Lit de sable	0.03	18	**0.54**
4	Étanchéité	0.02	6	**0.12**
5	Dalle pleine	0.15	25	**3.75**
6	Carrelage	0.02	22	**0.44**
G				**5.61**

II.3.5.1.b. Surcharge d'exploitation du balcon :

Q=3.5kN/m².

II.4. Pré dimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section. Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93)

► ***Art [B.6.5]*** ◄ ***[2]***.

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

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

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

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm
- h/b ≤ 4
- $b_{max} \leq 1.5+b1$

Tableau II.10 : pré dimensionnement des poutres

	poutres principales	**poutres secondaires**
Conditions de résistance	L_{max}= 5.13m ⇒34.2cm ≤ h≤ 51.3cm on adopte h = 45cm 13.5 cm ≤ b ≤ 31.5 cm on adopte b = 30 cm	L_{max}= 4.22m ⇒ 28.13cm ≤ h ≤42.2cm on adopte h = 35cm ⇒ 10.5 cm ≤ b ≤24.5cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon RPA 99	h=45cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.5 ≤ 4	h=35cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.16≤ 4
Condition de rigidi (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.082) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.082)≥(1/16=0.0625) (condition vérifie)

Conclusion :

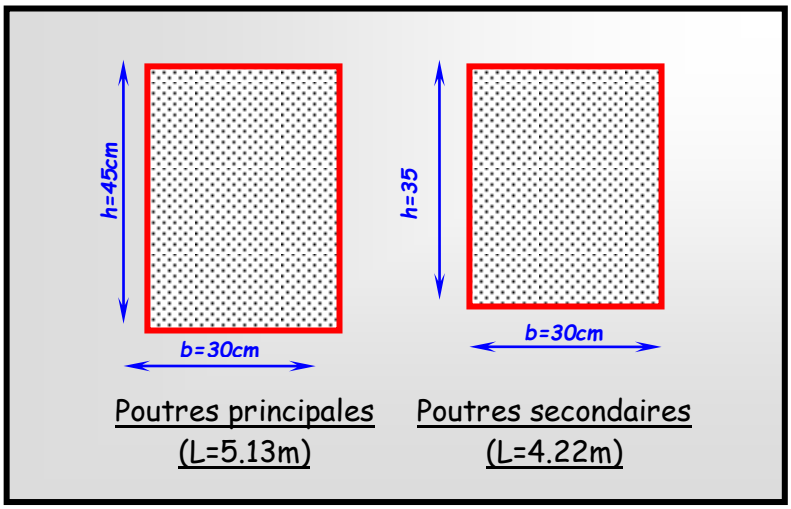


Figure. II.8: Schéma des poutres**.**

II.5. Pré dimensionnement des poteaux:

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations. On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), et selon le [2] ►► [Art B.8.11] ◄◄ cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne (Nu*=1.1Nu).

II .5.1.Étapes de Pré dimensionnement :

- choix du poteau le plus sollicité;
- calcul de la surface reprise par le poteau;
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau;
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA99 version 2003 : ►► **[Art 7.4.1]** ◄◄.

II.5.1.a. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est (G-3).

II.5.1.b.Dimensions des poteaux :

✓ MIN (b_1, h_1) ≥ 30cm

Tableau II.11 : pré dimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		4eme	3eme	2eme	1er	RDC	Entre-	Sous-sol
Dimension des poteau	b_1 (cm)	30	30	30	35	35	35	40
	h_1 (cm)	30	30	30	35	35	35	40

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

- $Min(b_1; h_1) \geq 25cm$
- $Min(b_1; h_1) \geq \frac{he}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

On a : $N_{ultime} \leq \alpha\left[\frac{Br.f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right]$;

Dans notre cas on a :

- L_0 =3.23 m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs et L_f =0.7 L_0 .
- L0 =3.4 m : est comptée entre face supérieure de plancher étage avec la fondation, Cas de RDC .

Donc Pour les étages courants et RDC: L_f =2.261 m, et le sous-sol et entre-sol : L_f =2.38m.

II .5.2. Calcul de l'effort Nu:

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant, et on adopte:

- Une section de (40x40) cm² pour le sous-sol.
- Une section de (35x35) cm² pour entre-sol, RDC et le 1er étage.
- Une section de (30x30) cm² pour le 2éme, 3ème, le 4ème étage.

Tableau II.12 : Calcul de Nu.

	Dimension	B_r (mm²)	L_f (cm)	I(m)	λ	α	A_s(cm²)	$\overline{N_u}$(kN)
4eme	30X30	78400	2.261	0.087	26.108	0.765	0.900	1134.43
3eme	30X30	78400	2,261	0.087	26.108	0.765	0.900	1134.43
2eme	30X30	78400	2,261	0.087	26.108	0.765	0.900	1134.43
1eme	35X35	108900	2,261	0.101	22.378	0.786	1.225	1618.08
RDC	35X35	108900	2,261	0.101	22.378	0.786	1.225	1618.08
Entre-sol	35X35	108900	2,38	0.101	23.556	0.779	1.225	1604.17
Sous-sol	40X40	144400	2,38	0.115	20.611	0.795	1.600	2170.13

II .5.3. La surface reprise par le poteau plus sollicité :

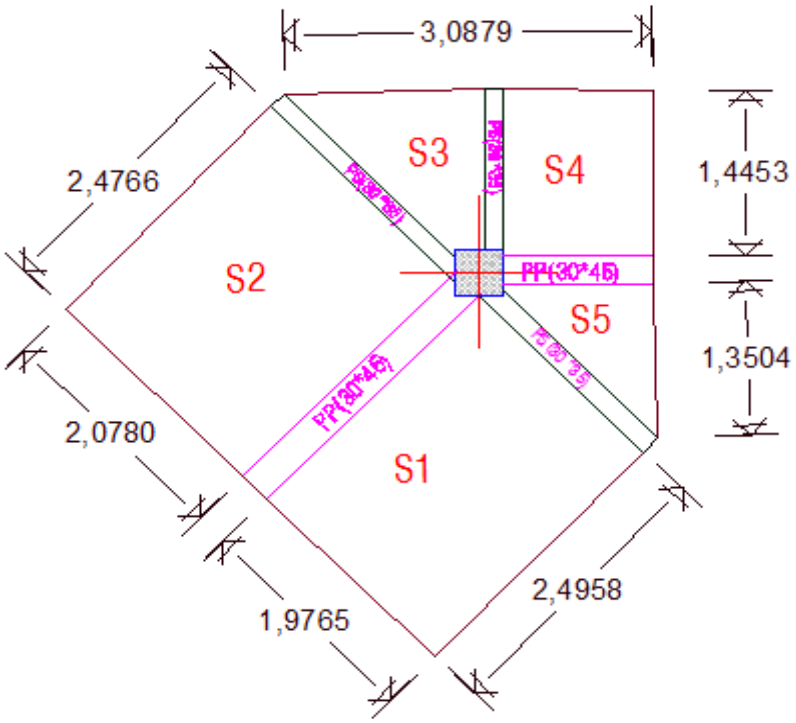


Figure. II.9. Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

La surface reprise par le poteau :

Tous les étages: S_t= 16.12 m²

S_p=12.8 m²

II .5.4. Descente des charges : [3] ►► [Art 6.3] ◄◄

II .5.4.a. Charge d'exploitation:

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q. $Q0 + \frac{3+n}{2n}(Q1 + Q2 + ... + Qn$

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs. On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du sixième étage.

Tableau II.13: Détermination des charges d'exploitations.

	q(KN)	Q(KN)		(3+n)/2n	Q_{cum}(KN)
4eme	1	Q_0	16.12	-	16.12
3eme	1,5	Q_1	24.18	1,00	40.3
2eme	1,5	Q_2	24.18	0,95	62.06
1ére	1,5	Q_3	24.18	0,90	81.40
RDC	1,5	Q_4	24.18	0,85	98.33
Entre-Sol	5	Q_5	80.6	0,80	157.976
Sous-sol	3.5	Q6	56.42	0.75	191.425

Tableau II.14 : Détermination des charges permanente.

	éléments	G (KN)	G(KN)	Gcum(KN)	Qcum(KN)	Nu(KN)	1.1Nu(KN)	Nu_{adm}(KN)	$1.1Nu \leq Nu_{adm}$
4	PP	17.31	118,86	118,86	16.12	184,64	203.11	1134.43	oui
	PS	11.08							
	POT	7.27							
	PLANCHER	83.20							
3	PP I	17.31	112,46	231,32	40.3	372.73	410	1134.43	oui
	PP II	11.08							
	POT	7.27							
	PLANCHER	76.80							
2	PP I	17.31	112,46	343,78	62.06	557.19	612.9	1134.43	oui
	PP II	11.08							
	POT	7.27							
	PLANCHER	76.80							
1	PP I	17.31	115,08	458,86	81.40	741.56	815.71	1618.08	oui
	PP II	11.08							
	POT	9.89							
	PLANCHER	76.80							
RDC	PP I	17.31	115,08	573,94	98.33	922.31	1014.54	1618.08	oui
	PP II	11.08							
	POT	9.89							
	PLANCHER	76.80							
ENTRE-SOL	PP I	17.31	130,85	704,79	157.976	1188.43	1307.27	1604.17	oui
	PP II	11.08							
	POT	10.41							
	PLANCHER								
SOUS-SOL	PP I	17.31	134,04	838,83	191.425	1419.55	1561.50	2170.13	oui
	PP II	11.08							
	POT	13.60							
	PLANCHER								

II .5.5. b. Charge permanente :

Vérification selon le RPA99 version 2003 [Art 7.4.1] :

D'après le RPA99version2003, les causes suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II.15 : Vérification de coffrage des poteaux.

Condition à vérifier	Application de condition		Vérification
Min (b_1, h_1) ≥ 30cm	Min (b_1, h_1) = 30cm≥30cm		Oui
	$2^{éme}$,$3^{éme}$,$4^{éme}$ étages	Min (b_1, h_1) =30cm ≥ (he/20) = (323 - 45)/20=13.9cm	Oui
	RDC et1^{er} étages	Min (b_1, h_1) =35cm ≥ (he/20) = (323 - 45)/20=13.9cm	Oui
	Entre-Sol	Min (b_1, h_1) = 35cm ≥ (h_e/20) = (340 - 45)/20=14.75 cm	Oui
	Sous-Sol	Min (b_1, h_1) = 40cm ≥ (h_e/20) = (340 - 45)/20=14.75 cm	Oui
1/4 ≤ (b_1/h_1) ≤ 4	0.25 < (b_1/h_1)=1< 4		Oui

Vérification aux zones nodales :

Selon RPA99 version2003►► [Art 7.5.1] ◄◄

Il nous reste à vérifier :

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

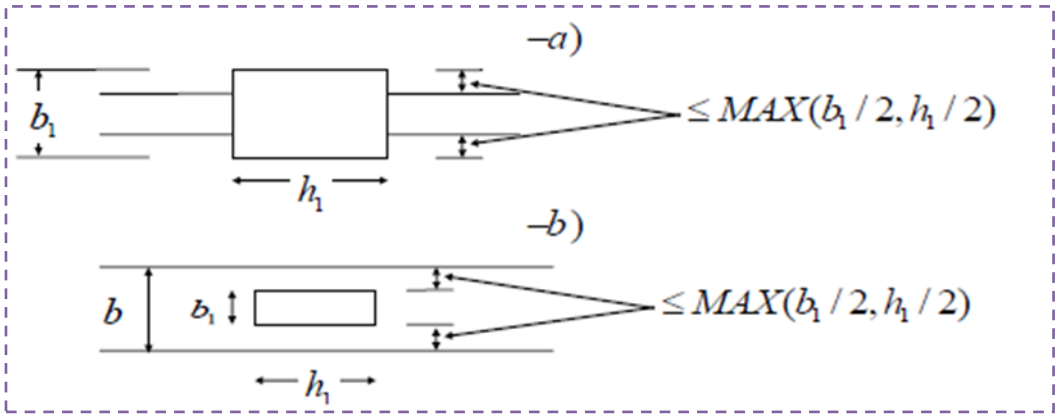


Figure.II.10: Zones nodales

Tableau II.16 : 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)
2^{eme},3^{eme} et 4^{eme}	30	30	30	C.V	2.5	15	oui
1^{er}, RDC et E/S	30	35	35	C.V	5	17.5	Oui
S/S	30	40	40	C.V	7.5	20	oui

II.6. Pré dimensionnement des voiles :

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 des RPA99/Version2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement. D'après l'article 7.7.1 des RPA 99/Version2003, sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition :

$L \geq 4e$ Avec : $\begin{cases} \text{L : longueur du voile} \\ \text{e : épaisseur du voile} \end{cases}$

L'épaisseur minimale du voile est de **15cm**. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes :

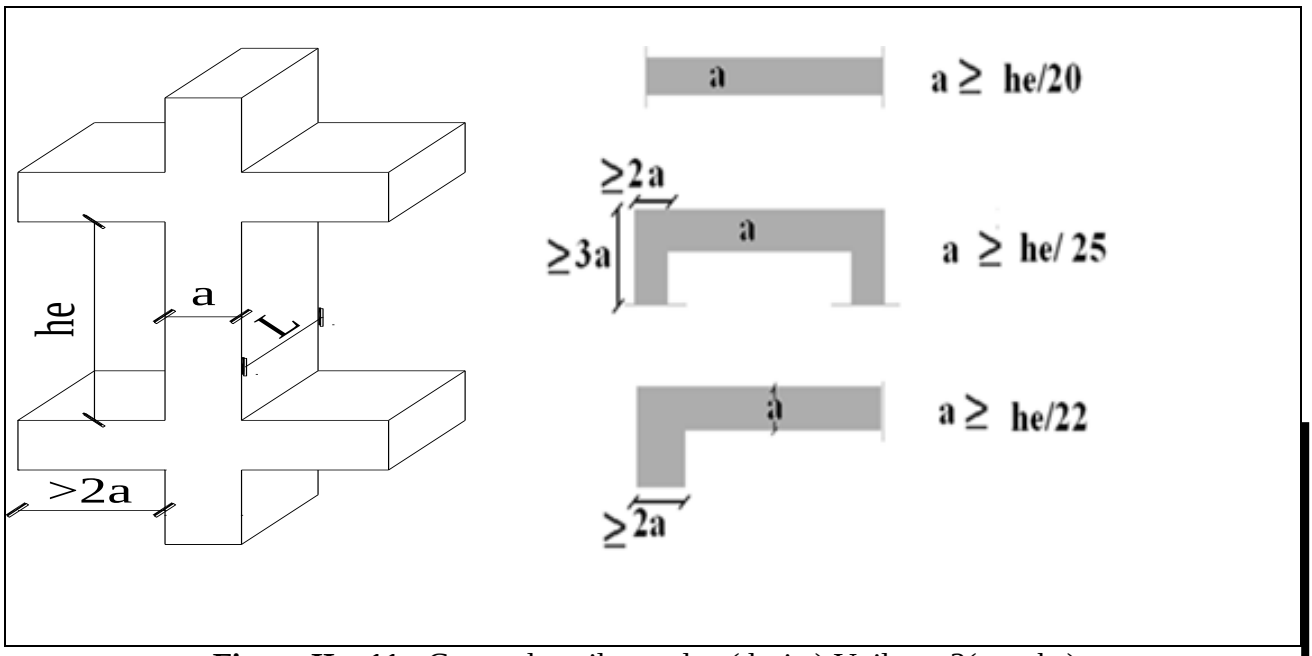


Figure II – 11 : Coupe de voile en plan (droite) Voile en 3(gauche)

Dans notre cas on a trois cas :

Tableau II.17 : dimensionnement des voiles.

	h_e (cm)	**$a_{\geq}$ max(h_e/22 ,h_e/25 ,15 cm)**	**a (cm)**
S.SOL+Entre-Sol	305	a≥ max (13.86, 12.2 ,15)	**15**
RDC+L'ETAGE COURANT	288	a≥ max (13.09, 11.52, 15)	**15**

Remarque :

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique.

Pour le sous-sol et Entre-Sol on a des voiles périphériques d'épaisseurs égales à 20 cm.

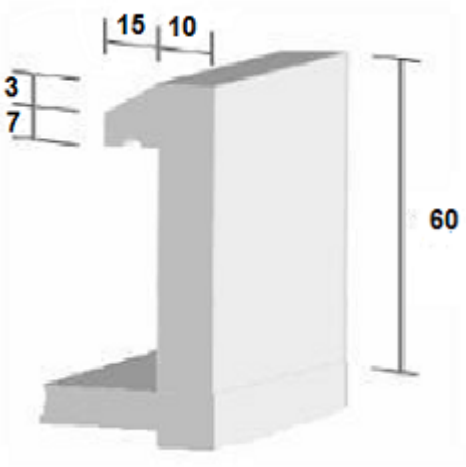
III.1. L'ACROTERE :

Définition :

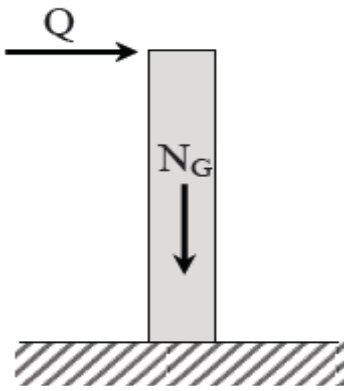
L'acrotère est un élément structural secondaire contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Observation :

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.



A. Schéma de l'acrotère



B. Schéma statique de l'acrotère

Figure III.1.1. L'acrotère.

III.1.1. Charges et surcharges :

- **Charge permanente G : G =** (0,1 x 0,75 x1) x 25 = **1.875 kN/ml.**
- **charge d'exploitation Q : Q = 1kN/m**

III .1.2.Détermination des efforts :

Tableau III.1.1 : Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS.

	G(KN)	Q(KN)	N (KN)	T(KN)	M(KN.m)
ELU	1.875	1	1.35G=2.53	1.5Q=1.5	1.5Q*h=0.9
ELS			G=1.875	-	Q*h=0.6

III.1.3- Calcul du ferraillage :

La section transversale de l'acrotère est (100 x 10) cm2, avec un enrobage de 2.5 cm, le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

- Les Armatures principales
- Les Armatures de répartition **[CBA : Art A.7.2.4.1]**
- Espacement [**CBA : ArtA.7.2.4.2]**

Tableau III.1.2 : Calcul du ferraillage a **l'E.L.U** Flexion composé

Les données		
Béton : f_{c28} = 25 MPa **f_{t28} = 2,1 MPa** **σ_b = 14,2 Mpa**	Acier :fe = 400 MPa σ_s = 348MPa	Section : b = 100 cm h = 10cm , d = 7,5cm c = c' = 25 cm

Les resultants			
Les armatures verticals		Armatures de repartitions	
Section d'armature(cm^2)	Espacement (cm)	Section d'armature (cm^2)	Espacement (cm)
6HA10	**15**	**3HA8**	**20**

III.1.4- Vérification à l'E.L.S :

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

Tableau III.1.3 : Vérification à l'E.L.S

Les donnes					
Nser=1.875 kN , Mser= 0.6 kN.m ,$\overline{\sigma_b}$=0.6 f_{c28}=15MPa **fissuration préjudiciable** $\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3}f_e = 333.33\,\text{MPa}\,;110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\,\text{MPa}\right] = 201.633\,\text{MPa}$					
Les résultats					
σ_b	$\overline{\sigma_b}$	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	$\sigma_b \le \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \le \overline{\sigma_s}$
0.34	15	2.19	201.633	**Oui**	**Oui**

III.1.5-Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

La contrainte de cisaillement dans le béton est donnée par **[CBA : Art A.5.1.1]**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1.5\times10^3}{1000\times75} = 0.02\,\text{MPa}$$

Cette contrainte doit rester inférieure à la contrainte admissible donnée par

$$\overline{\tau} = \min\left[0{,}15\ \frac{fc28}{\gamma b}\ ;\ 4\ \text{Mpa}\right] = 2.5\text{MPA}$$

Tableau III.1.4 : vérification au cisaillement

τ_uMPa	$\bar{\tau}$ MPa	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
0.02	2.5	**Oui**

Conclusion :

Nous pouvons dire que les armatures verticales sont disposées pour équilibrer les contraintes de traction due au moment de flexion et les armatures horizontales sont disposées pour minimiser les déformations latérales.

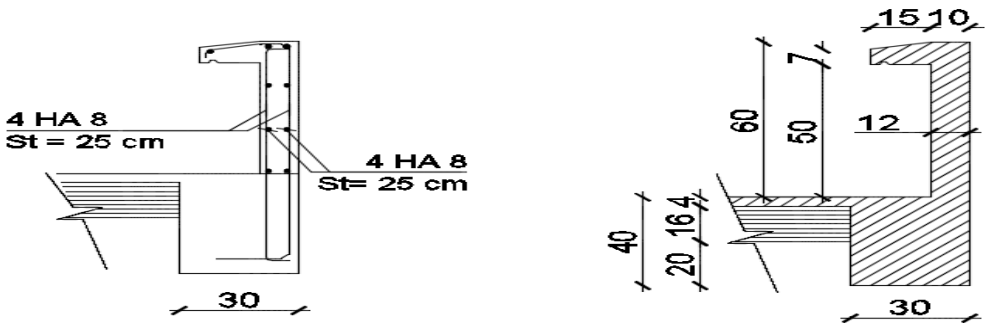


Figure III.1.2.section d'acier et béton de l'acrotère

III.2. Plancher à corps creux:

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

- La dalle de compression ;
- Les poutrelles ;

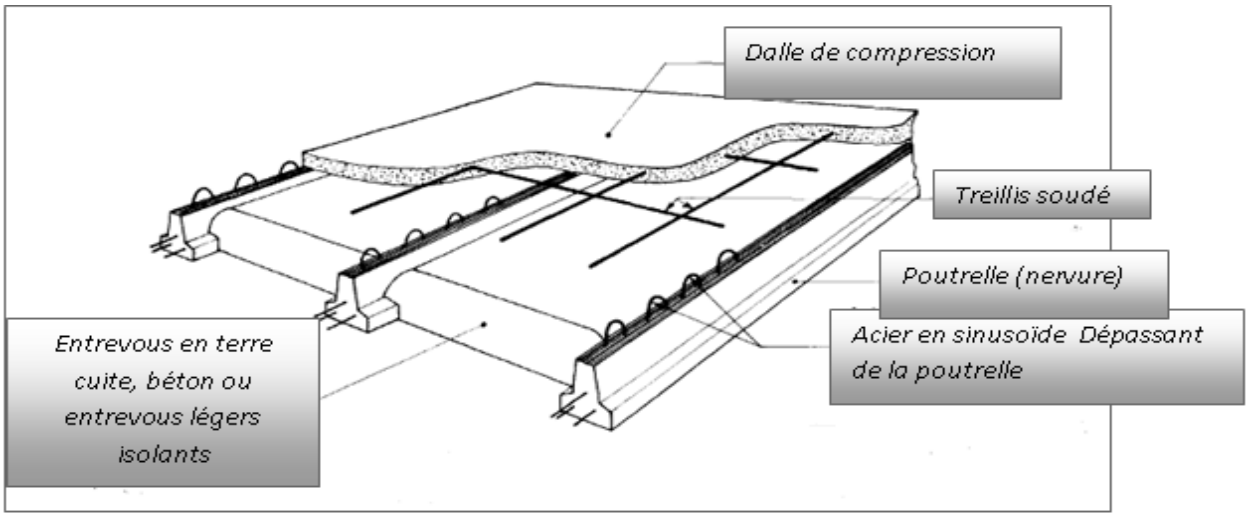


Figure III.2.1. Schéma composant d'un plancher corps creux.

III.2.1.Dalle de compression:

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 60 m entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- Espacement pour les armatures perpendiculaire aux nervures au plus égale à : $a_1 \leq 20cm$;
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : $a_2 \leq 33cm$;

La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$A_\perp \geq 200/f_e(Mpa)$ si $L \leq 50cm$;

$A_\perp \geq 0.02 \times L \times 200/f_e = 4 \times L/f_e$ si $50cm \leq L \leq 80cm$.

Avec :

- L : espacement entre axes des nervures (60cm dans notre projet) ;
- f_e : nuance de l'acier FeE520 (f_e=520Mpa), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.

$50cm \leq L=60cm \leq 80cm$ $A_\perp \geq 4 \times L/f_e = 0.46cm^2/ml$

Donc on prend $A_\perp = 0.5cm^2/ml$

La section d'armatures dans le sens parallèles aux nervures est données par :

$$A_{//} \geq A_\perp/2 = 0.25cm^2/ml$$

On choisira : $A_\perp = 5\phi5 = 0.98cm^2$ esp=20cm

$A_{//} = 5\phi5 = 0.98cm^2$ esp=20cm

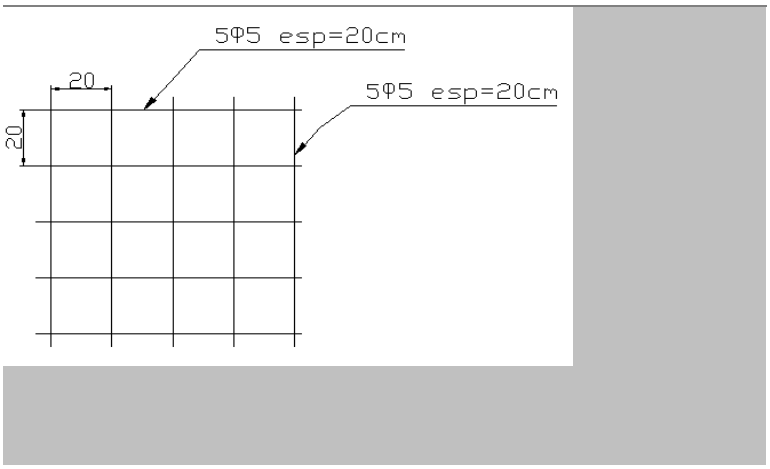


Figure III.2.2. Disposition des armatures de la table de compression.

III.2.2.Les poutrelles :

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

- Avant coulage ;
- Après coulage.

III.2.2.1Avant coulage :

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

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

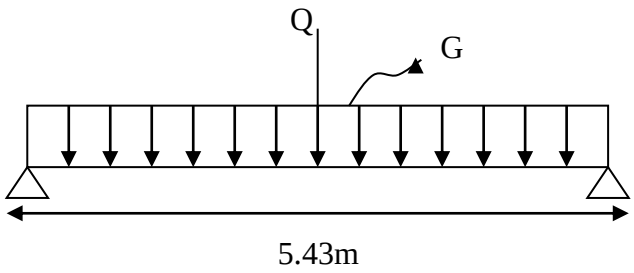


Figure III.2.1. Dimensionnement de la poutrelle.

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12x4 cm² :

Surcharge d'exploitation : Q = Max { 1KN ; 0.5*5.43=2.715KN }

Tableau III.2.1. **Les charges de la poutrelle avant coulage.**

La travée L (m)	Q (KN)	G (KN)	
5.43	2.715	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0,12×0,04×25 = 0,12	0,65×1 = 0,65
		0,77	

Le calcul en flexion simple:

Tableau .III.2.2.Détermination le nombre des étaiements.

N° Etais	L.poutrelle	G	Q	M_G	M_Q	M_U	μ	μ_{max}	Vérif.
0	5,430	0,77	2,715	2,838	3,686	9,359	13,732	0,392	Non
1	2,715	0,77	1,358	0,709	0,921	2,339	1,526	0,392	Non
2	1,810	0,77	1	0,315	0,453	1,104	0,720	0,392	Non
3	1,358	0,77	1	0,177	0,339	0,749	0,488	0,392	Non
4	1,086	0,77	1	0,114	0,272	0,560	0,365	0,392	Oui

On place 03 étaiements à une distance L=5.43m pour les poutrelles.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc}.b.d^2} = \frac{9.359*10^6}{14,2*120*20^2} = 13.732 \gg \mu max = 0.392$$

Cette valeur de μ=13.732 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

Vérification de la flèche :

$$f_{max} \leq \overline{f}$$

$$\begin{cases} \overline{f} = 0,5 + \frac{L_{(cm)}}{1000} & \text{Si } L > 5 \text{ m} \\ \overline{f} = \frac{L_{(cm)}}{500} & \text{Si } L < 5 \text{ m} \end{cases}$$

Tableau.III.2.3. Vérification de la flèche.

étaiement	G	Q	f_{c28}	E (MPA)	L (mm)	I (mm^4)	F_{max} (cm)	F_{bar} (cm)	$F<F_{bar}$
0	0,77	2,715	25	32164.19	5430	640000 !!!	42,342	1,086	Non
1	0,77	1,358	25	32164.19	2715	640000	2,646	0,543	Non
2	0,77	1	25	32164.19	1810	640000	0,523	0,362	Non
3	0,77	1	25	32164.19	1357,5	640000	0,165	0,272	Oui

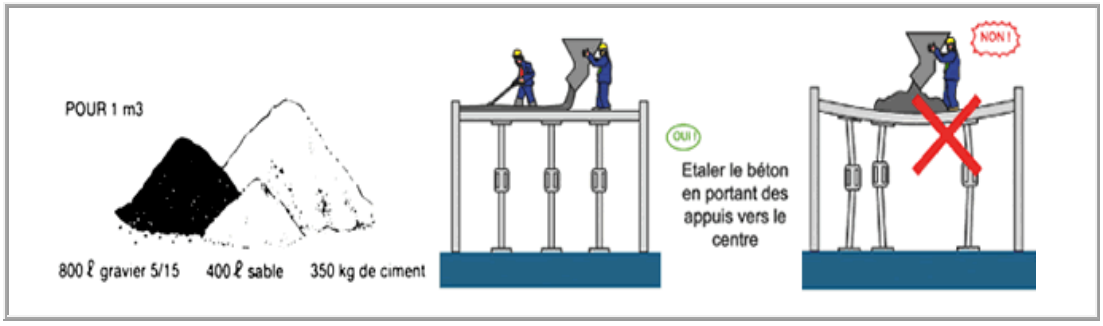


Figure III.2.2. Choix de disposition des étaiements.

III.2.2.2Après coulage :

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. 03Types de poutres continues sont à envisager :

- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 6 travées.
- Poutrelle à 7 travées.

Méthode de calcul :

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

a) La méthode forfaitaire :

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

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

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

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

Dans notre système de poutrelles les deux conditions 01 et 03 sont vérifiées, mais la deuxième condition n'était pas satisfaite ; on utilise la méthode CAQUOT qu'est aussi applicable pour le matériau Béton armé dont les formulaires ainsi les résultats trouvés sont exprimés ci-après:

b) Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, aussi pour les plancher à fortes charges.

Exposé de la méthode :

Tableau.III.2.4.Méthode CAQUOT.

Moment isostatiqueMo	$ql^2/8$	
Moment en travée Mt	$\frac{ql^2}{8}+\left(\frac{M_e-M_w}{l}\right)$	
Moment à l'appui Ma	Appuis de rives	$0.2M_0$
	Appuis intermédiaires	$(q_w l_w'^3+q_e l_e'^3)/(8.5(l_w'+l_e'))$
longueurs fictives l'	Travée de rive	l
	Travée intermédiaire	$0.8\,l$
Effort tranchant T	Tw	$(ql/2)+(M_e-M_w/l)$
	Te	$-\left(\frac{ql}{2}\right)+(M_e-M_w/l)$

b.1.Evaluation des charges et surcharges :

Tableau.III.2.5.les charges de plancher

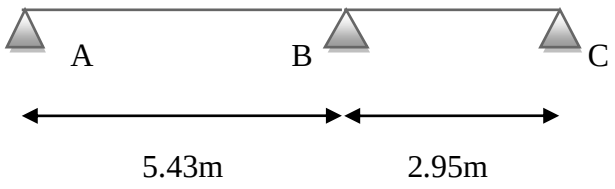
Plancher	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	L (m)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	(ELU)	p_{ser}(ELS)
Terrasse	6.5	1	0.65	4.23	0.65	6,679	4,875
Habitation	6	1.5	0.65	3.9	0.98	6,7275	4,875
commerce	7.2	5	0.65	4.68	3.25	11,193	7,93

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher terrasse ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles,

Type 1-Poutrelle à 2 travées:

Méthode de calcul :

Le calcul s'effectue par la méthode CAQUOT qui est applicable car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées :



TERASSE :

A E.L.U :

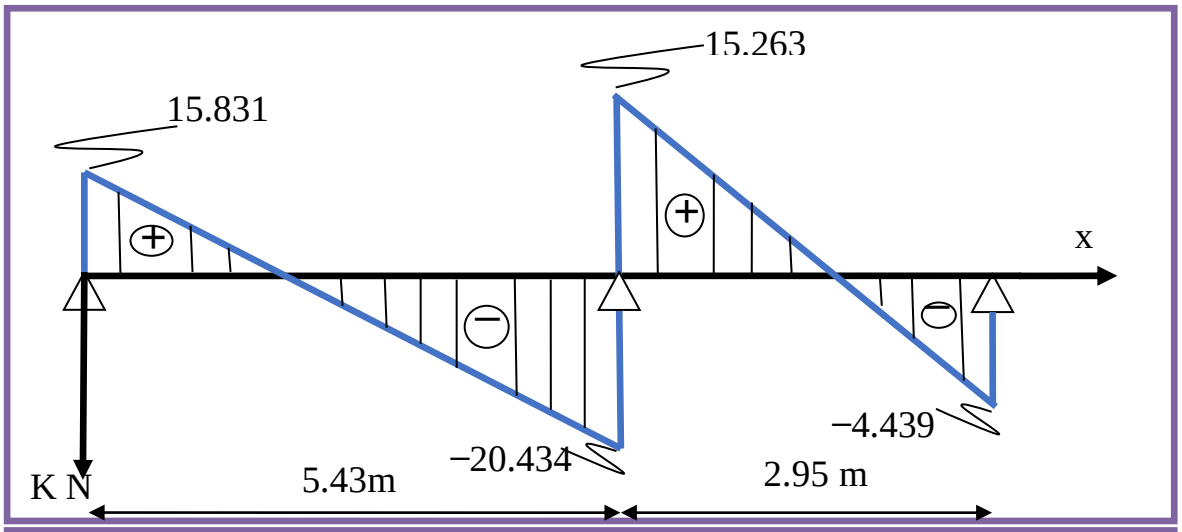
Tableau.III.2.6.Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2travées à l'E.L.U.

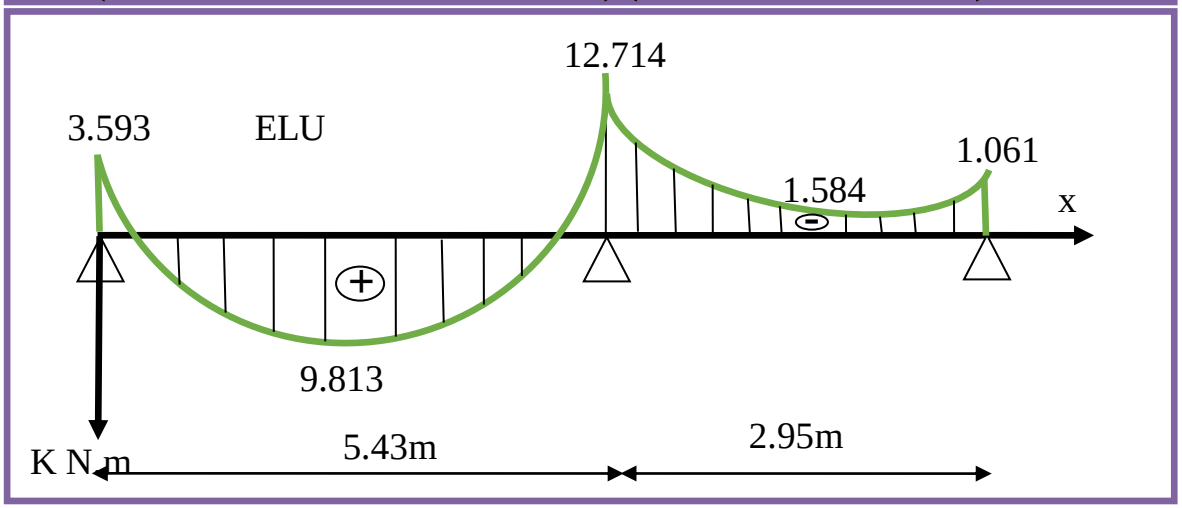
travées	q_u (KN)	L m	L' (m)	M_0 (KN	M_w (KNm)	M_e (KN	M_t	T_w	T_e
AB	6,678	5,43	5,43	24,615	4,923	17,418	13,444	15,831	-20,434
BC	6,678	2,95	2,95	7,2652	17,418	1,453	-2,171	15,263	-4,439

E.L.S :

Tableau.III.2.7.Moment fléchissant de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.S

travées	q ser (KN)	L m	L' (m)	M_0 (KN	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	4,875	5,43	5,43	17,967	3,593	12,714	9,813
BC	4,875	2,95	2,95	5,303	12,714	1,061	-1,584





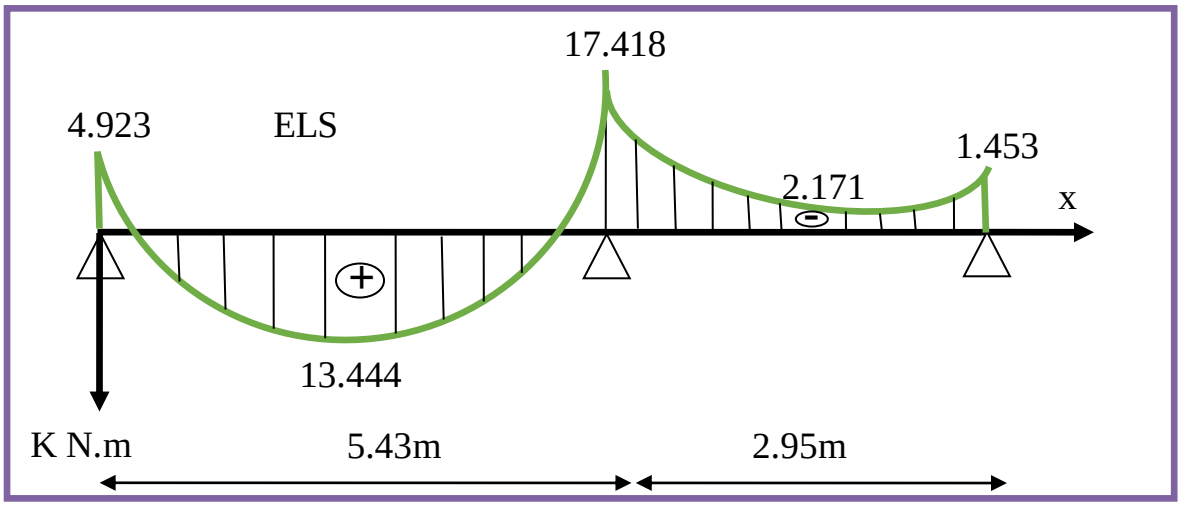


Figure III.2.3. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2travées de la terrasse.

- **COMMERCE :**

A E.L.U :

Tableau.III.2.8.Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2travées à l'E.L.U

travées	q_u (KN)	L m	L' (m)	M_0 (KN	M_w (KNr	M_e (KN	M_t	T_w	T_e
AB	11,193	5,43	5,43	41,253	8,251	29,193	22,531	26,532	-34,246
BC	11,193	2,95	2,95	12,176	29,19	2,4352	-3,638	25,58	-7,4394

E.L.S :

Tableau.III.2.9.Moment fléchissant de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.S.

travées	q_{ser} (KN)	L (m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
AB	7,93	5,43	5,43	29,227	5,845	20,682	15,963
BC	7,93	2,95	2,95	8,6264	20,68	1,7253	-2,577

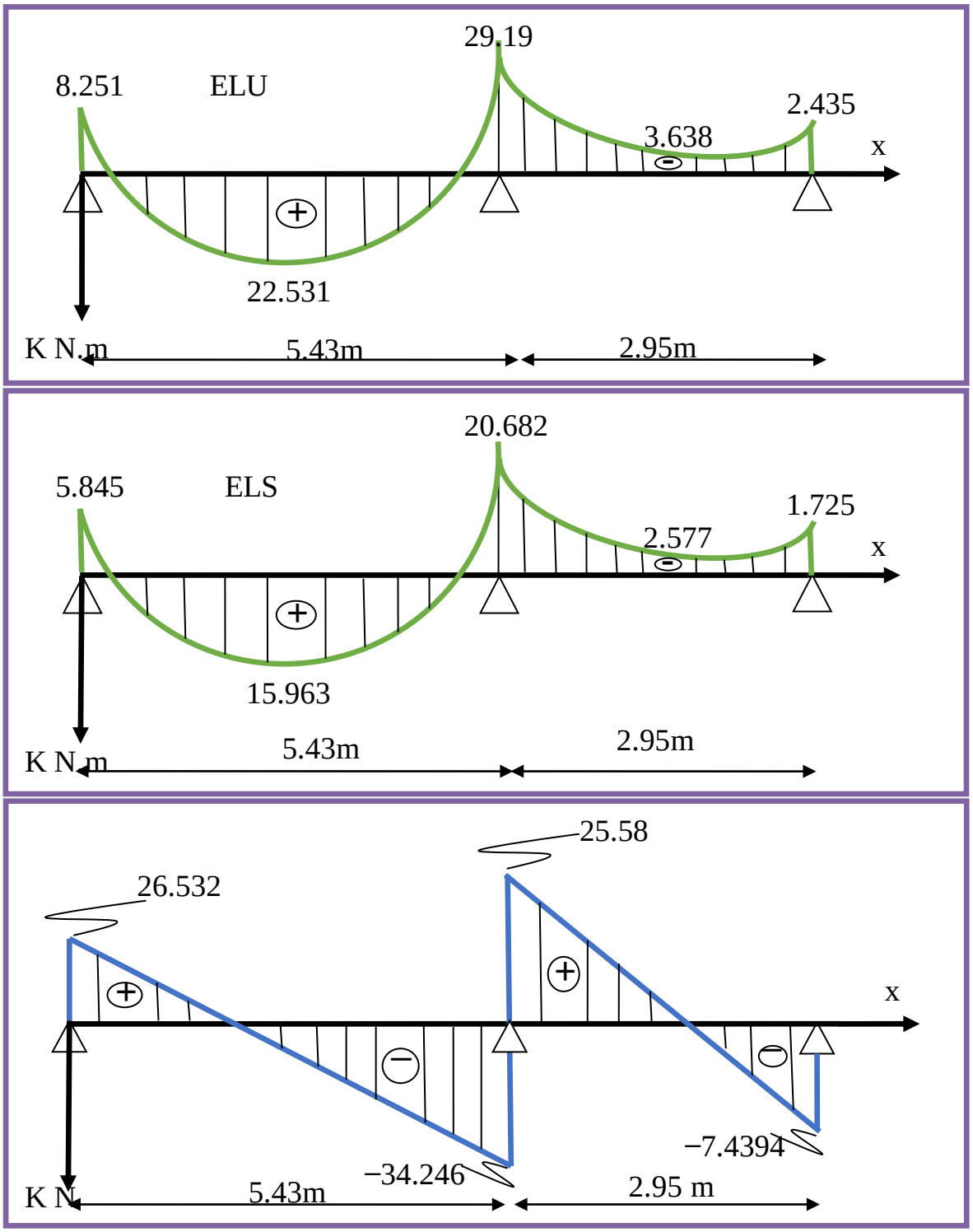
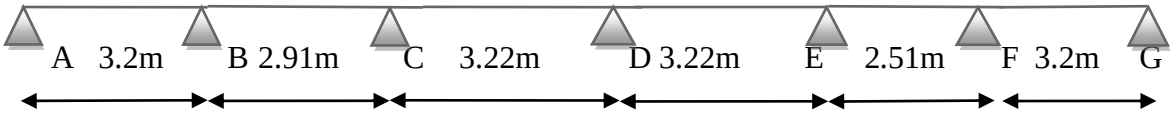


Figure III.2.4. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2travées de l'étage courant.

Type 02 : Poutrelles à six travées :

Méthodes de calcul :

On utilise la méthode forfaitaire pour la poutrelle à six travées :



TERASSE :

A E.L.U :

Tableau III.2.10. Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELU).

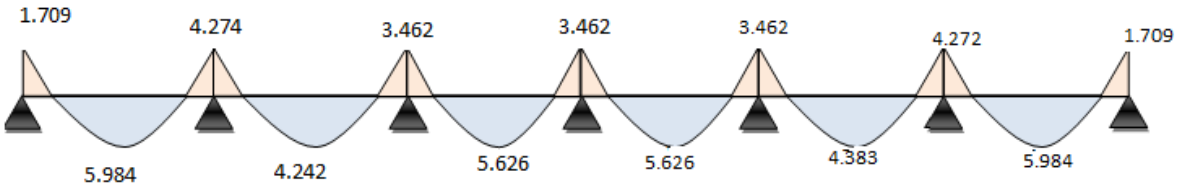
G kN/m²	Q kN/m2	Pu KN	Ps KN	Q≤2*G	Q≤5	
6,5	1	6,67875	4,875	CV	CV	
0.8< L_i / L_{i+1}		CV	CV	CV	CV	CV
Li / Li+1 <1.25		CV	CV	CV	CV	CV

Travée	Pu (kN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	T_0 (kN)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	6,679	3,2	8,54	5,984	1,709	4,274	10,686	9,885	11,49
B-C	6,679	2,91	7,069	4,242	3,534	2,828	9,718	9,961	9,475
C-D	6,679	3,22	8,656	5,626	3,462	3,462	10,753	10,753	10,75
D-E	6,679	3,22	8,656	5,626	3,462	3,462	10,753	10,753	10,75
E-F	6,679	2,91	7,069	4,383	2,827	3,535	9,718	9,475	9,961
F-G	6,679	3,2	8,549	5,984	4,274	1,709	10,686	11,487	9,885

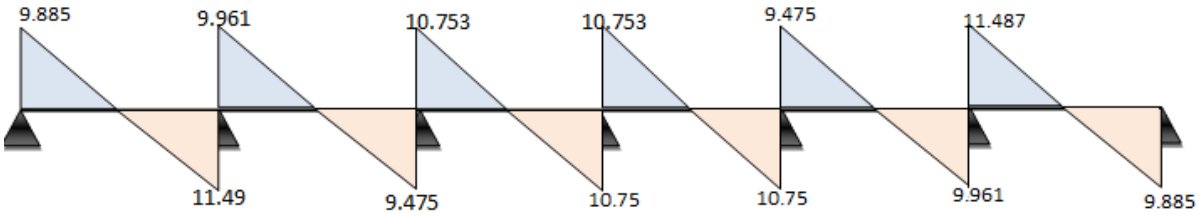
E.L.S :

Tableau III.2.11. Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées(ELS).

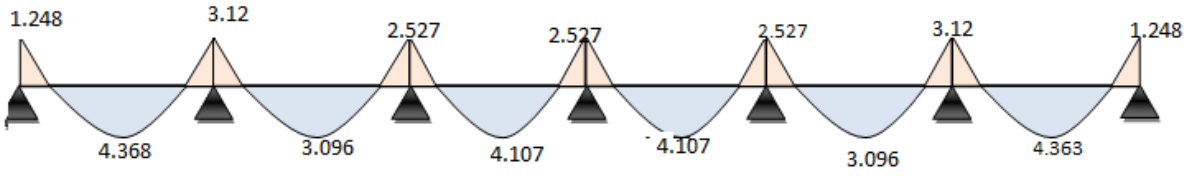
Travée	Ps	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)
A-B	4,875	3,2	6,24	4,368	1,248	3,12
B-C	4,875	2,91	5,160	3,096	2,580	2,064
C-D	4,875	3,22	6,318	4,107	2,527	2,527
D-E	4,875	3,22	6,3182	4,107	2,527	2,527
E-F	4,875	2,91	5,160	3,096	2,064	2,580
F-G	4,875	3,2	6,24	4,368	3,12	1,248



Moment fléchissant : **ELU**



Efforts tranchants : **ELU**



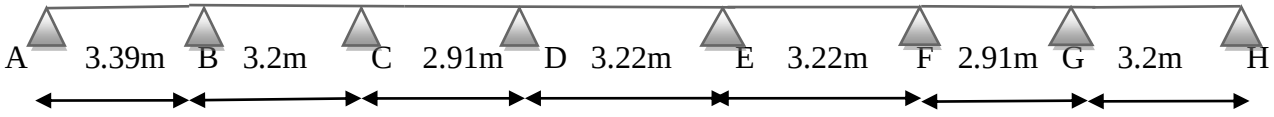
Moment fléchissant : **ELS**

Figure III.2.5. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 6travées de l'étage courant.

Type 03: Poutrelles à sept travées :

- **Méthodes de calcul :**

On utilise la méthode forfaitaire pour la poutrelle à sept travées :



COMMERCE :

A E.L.U :

Tableau III.2.12. Différentes sollicitations dans la poutrelle à six travées (ELU).

G kN/m²	Q kN/m2	Pu KN	Ps KN	Q≤2*G	Q≤5
7,2	5	11,193	7,93	cv	cv

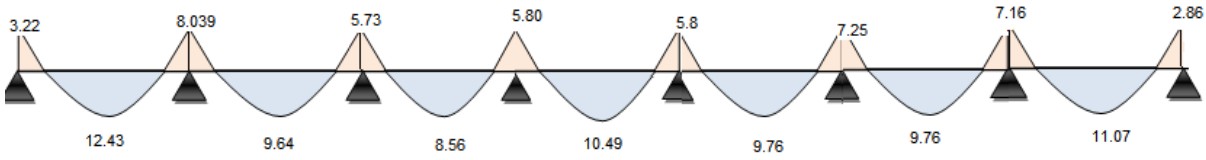
0.8< L_i / L_{i+1}	cv	cv	cv	cv	cv
Li / Li+1 <1.25	cv	cv	cv	cv	cv

Travée	Pu (kN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	T_0 (kN)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	11,193	3,39	16,079	12,428	3,22	8,039	18,972	17,55	20,395
B-C	11,193	3,2	14,327	9,6414	7,16	5,731	17,909	18,36	17,461
C-D	11,193	2,91	11,848	8,5655	4,74	4,739	16,286	16,29	16,286
D-E	11,193	3,22	14,507	10,488	5,803	5,803	18,021	18,02	18,021
E-F	11,193	3,22	14,507	9,7623	5,8	7,253	18,021	17,57	18,471
F-G	11,193	2,91	11,848	9,7623	5,92	2,369	16,286	17,51	15,064
G-H	11,193	3,2	14,327	11,074	7,16	2,865	17,909	19,25	16,566

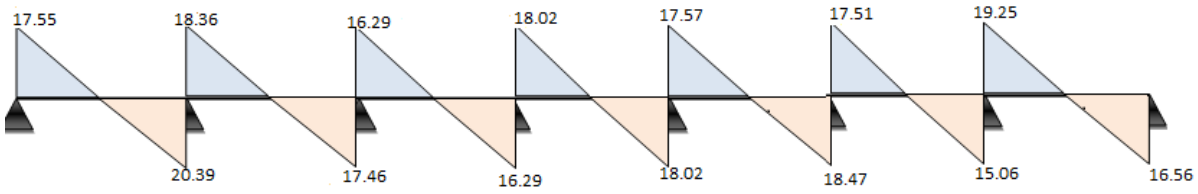
E.L.S :

Tableau III.2.13. Différentes sollicitations dans la poutrelle à six travées (ELS)

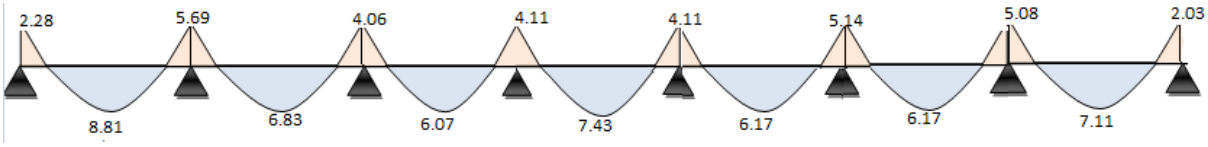
Travée	Ps (Kn)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)
A-B	7,93	3,39	11,392	8,805	2,28	5,696
B-C	7,93	3,2	10,150	6,831	5,08	4,06
C-D	7,93	2,91	8,394	6,069	3,36	3,358
D-E	7,93	3,22	10,278	7,430	4,111	4,111
E-F	7,93	3,22	10,278	6,167	4,11	5,139
F-G	7,93	2,91	8,394	6,167	4,2	1,679
G-H	7,93	3,2	10,150	7,105	5,08	2,030



Moment fléchissant : **ELU**



Efforts tranchants : **ELU**



Moment fléchissant : **ELS**

Figure III.2.6. Moments fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 7travées de l'étage courant.

.Récapitulations :

Tableau.III.2.14.Récapitulations des efforts internes.

Sollicitation	ELU			ELS	
	M_{au} (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	T_u (KN)	$M_{a\ ser}$ (KN.m)	$M_{t\ ser}$ (KN.m)
	29.19	22.53	-34.25	20.68	15.96
Référent (étage)	2 travées	2travées	2travées	2 travées	2 travées

III.2.2.3. Calcul du ferraillage :

Armatures longitudinales :

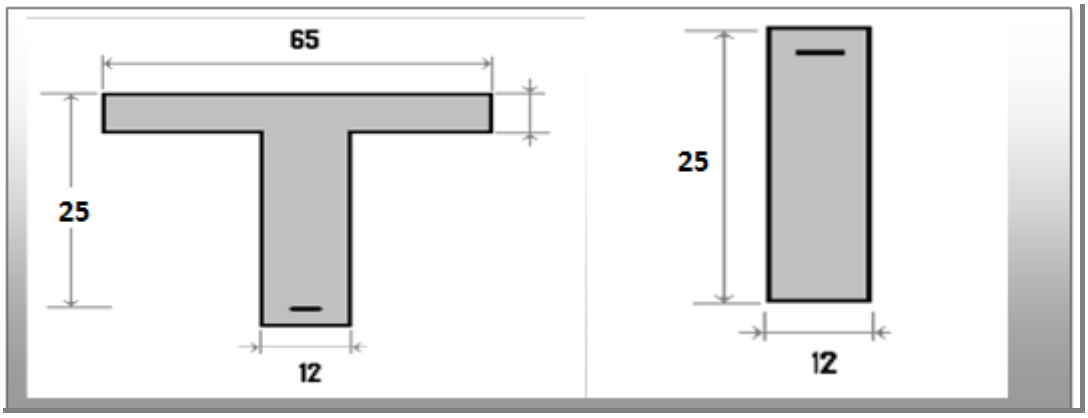


Figure.III.2.7. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages.

On trouve grand moment M_{au} (KN.m),M_{tu}(KN.m) dans l'ELU :

	En travée	Aux appuis
Mu(kN.m)	22.53	29.19
M0(kN.m)	Mo=b.h_o.$\sigma_{b.adm}$.(d-ho/2)=65*5*14,2*(23-5/2)=94.61 KN.m	
	(b*h) = (65*25)	(b*h) = (12*25)
μ	0,046	0,059
μ_l	0,392	0,392
$\mu < \mu_l$	A'=0	A'=0
ß	0,976	0,969
A	2,88	3,76
le choix	3HA10+1HA12 = 3.48cm^2	3HA10+1HA14=3.89cm^2

Tableau.III.2.15.Calcul des armatures.

Pour les appuis des poutrelles en utilisent les armatures de montage de barre de ϕ8

Armatures transversales :

1. Vérification de contrainte de cisaillement :

T_{max} (KN)	b_0 (mm)	d (mm)	f_{c28}(MPA)	γ_b
-34.25	120	230	25	1,5

a. Vérification à l'ELU :

Espacement S_t:

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

Donc: S_t=20 cm;

Diamètre des armatures transversales ϕ_t :

$$\phi_t \le \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{7.14;12;12\}(\text{mm})$$

On adopte $\phi_t \le 7.14$, 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.

A transversales	espacement
2ϕ6	20cm

Tableau III.2.16: les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement.

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

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{34.25x10^3}{120\times 230} = 1.24\text{MPa} \le \bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b};5\text{MPa}\right] = 3.33\text{ MPa}$$

Vérifications nécessaires :

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \ge 0.4\text{MPa.} \Rightarrow \frac{56\times 400}{120\times 200} = 0.93\text{ MPa} \ge 0.4\text{ MPa}$$ **(C.V)**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \ge \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9\cdot f_e[\cos\alpha+\sin\alpha]}\right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0\cdot S_t} = 0.002 > 0.001$$ **(C.V)**

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

α=90° Pour les armatures transversales.

b. Vérifications préliminaires de la flèche :

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

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.20 / 5.43= 0.037 Mt/(15 Mo)=22.53/(15*94.61)=0.016	ρ=A/(bo*d)=3.48/(12*23)=0.013 3.6/fe = 3.6 / 400 = 0.009
Condition vérifiée	Condition non vérifiée

Tableau III.2.17: vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

2. Évaluation détaillée de la flèche :

L=5.43 m

5.43 m >5 m ⇒ $\bar{f}$ = 0.5cm+(L/1000)= 0.5+(5.43/1000)=0.5cm

$$I = \frac{b * h^3}{12} * \frac{\beta + (1-\beta) * [\alpha^4 - \beta * (1-\alpha)^4]}{\beta + \alpha * (1-\beta)} = 15452.05\ cm^4$$

Tel que :

- β=bo/b=12/65=0.184
- α=ho/h= 5/20=0.25

$$f = \frac{5 * q * L^4}{384 * E * I} = \frac{5 * 6.5 * 10^3 * 5.02^4}{384 * 32164.2 * 10^6 * 15452.05 * 10^{-8}} = 0.0099\ m$$

$f = 0.99\ cm < \bar{f} = 1\ cm$ ⇒ Condition vérifiée

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

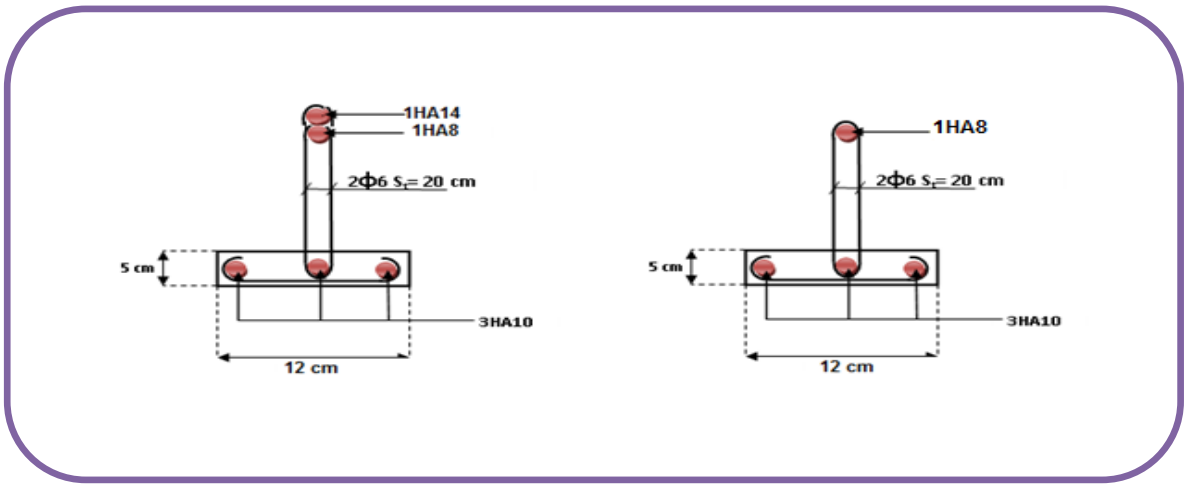


Figure III.2.8: ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite).

III.3.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 constitués par deux composantes (palier et paillasse).

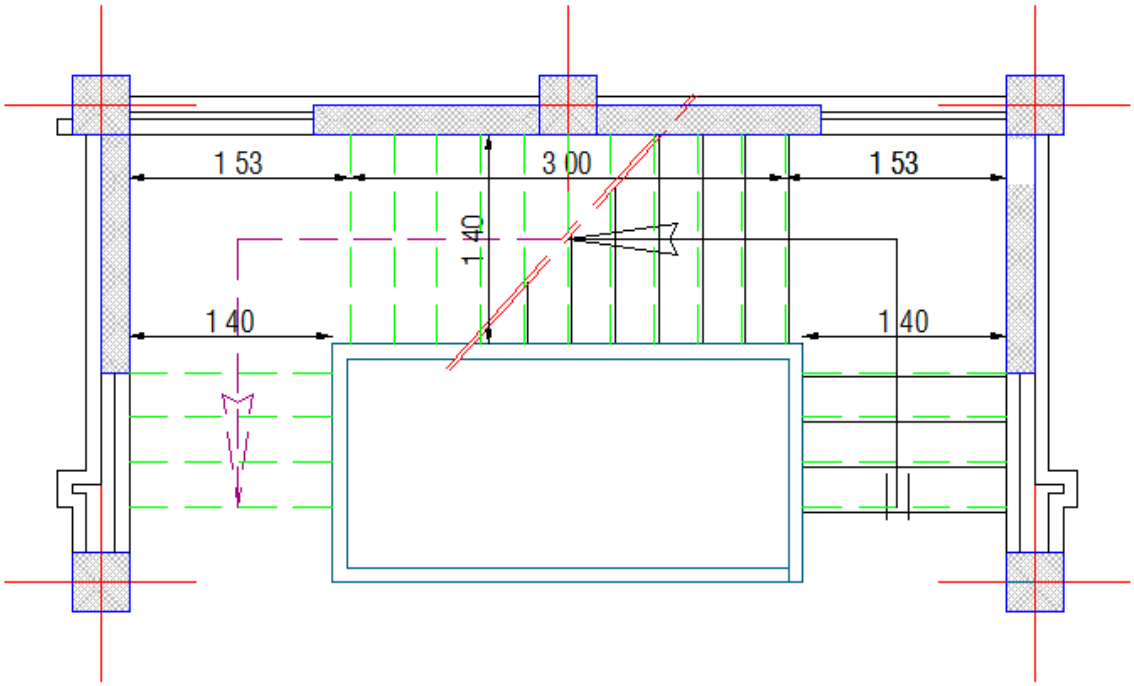


Fig.III.3.1: Cage d'un escalier.

III.3.1.Dimensionnement :

On prend la volée la plus défavorable (2^{éme} volée) :

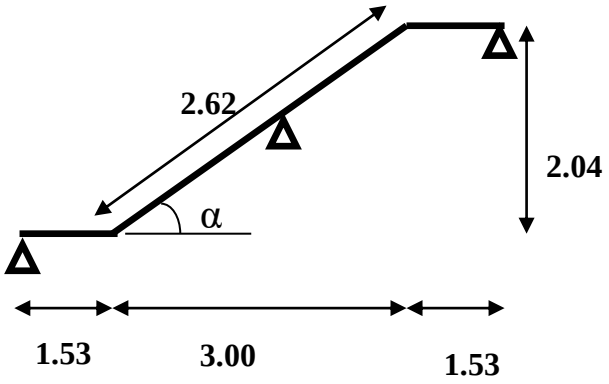


Figure. III.3.2 : Modélisation de 2ème volée à trois appuis

2ème volée :

$64n^2 - (64 + 2\times102 + 150).n + 2\times102 = 0$

$64n^2 - 418.n + 204 = 0 \Rightarrow n = 6$

Nombre de marches: n - 1 = 5

Hauteur de la marche: $h = \frac{H}{n} = \frac{1.02}{6} = 0.17$

Le giron: $g = \frac{L}{n-1} = \frac{150}{5} = 30$

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 :

$Tg\ \alpha = \frac{H}{L} = \frac{2.04}{3.00} = 0.68 \longrightarrow \alpha = 34.21°$

Longueur de la paillasse ep :

$L_{total} = 2x\sqrt{(1.02)^2 + (1.50)^2} + 1.53 = 5.15m.$

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

$L_{total} / 35 \leq e_p \leq L_{total} / 30 \longrightarrow 14.71 \leq e_p \leq 17.16$

On adopte**: e_p = 17 cm.**

III.3.1.1.le palier :

Le tableau ci-dessous représente la charge permanente de plier 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	17	4.25
5	enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				**6.00**

Tableau III.3.1.Évaluation de charge permanente de palier de l'escalier.

-La charge permanente de palier $G=6.00KN/m^2$

III.3.1.2.la paillasse :

Le tableau ci-dessous représente la 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	2.12
5	Paillasse	0.17/cos α	25	5.14
6	enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				**9.00**

Tableau III.3.2.Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier.

La charge permanente de paillasse $G=9KN/m^2$

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

III.3.2.Détermination des efforts :

À l'E.L.U : $P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$

À l'E.L.S : $P_{ser} = G + Q$

	G (KN/m)	**Q (KN/m)**	**P_u (KN/m)**	**P_{ser} (KN/m)**
Palier	6.00	2.5	11.85	8.5
paillasse	9.00	2.5	15.70	11.50

Tableau III.3.3 :Combinaison des charges de l'escalier.

Diagramme des efforts internes :

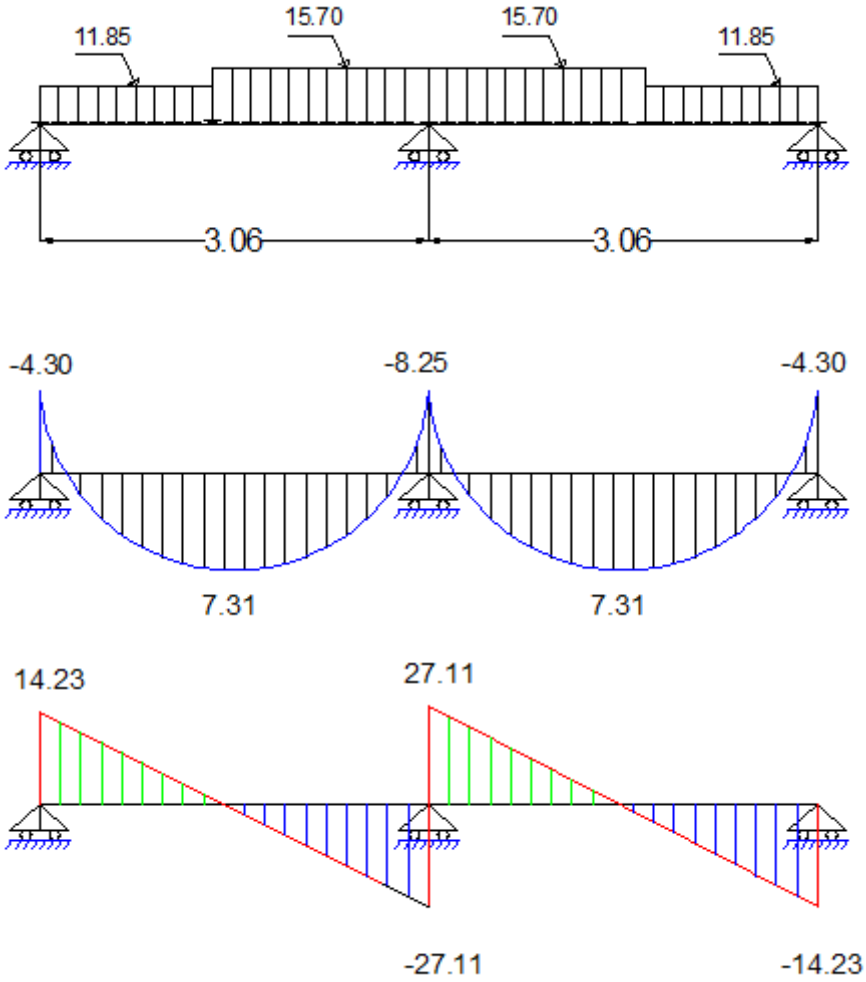


Figure. III.3.3: diagramme des efforts internes a L'ELU

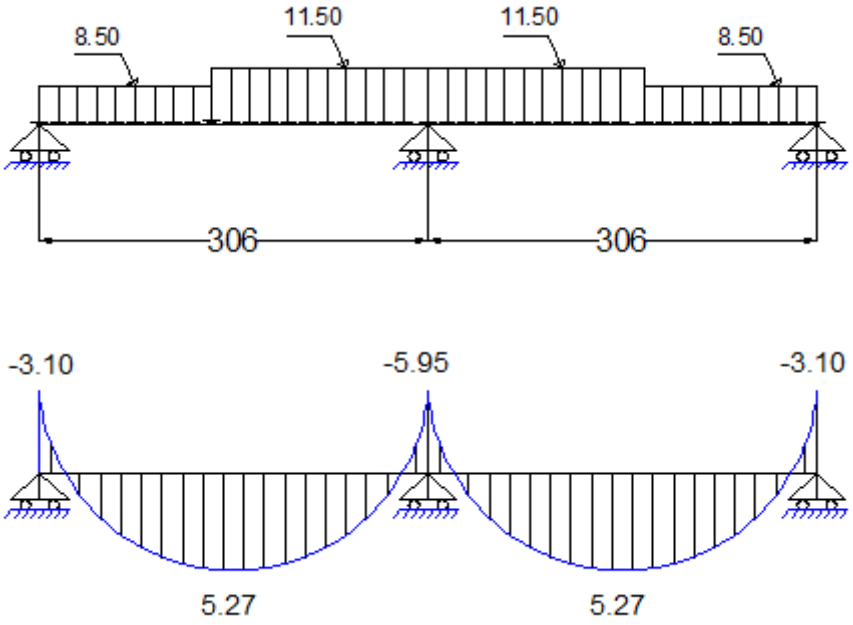


Figure. III.3.4: diagramme des efforts internes a à L'ELS

Récapitulation :

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

	M_t(KN.m)	M_a(KN.m)	T(KN)
ELU	**7.31**	**8.25**	**27.11**
ELS	**5.27**	**5.95**	-

Tableau III.3.4. Récapitulation des résultats.

III.3.3. Calcul du ferraillage :

	M_u(KN.m)	d (cm)	μ	β	A_{cal} (cm^2/ml)	$A_{choisir}$(cm^2)
En travée	7.31	12.50	0.182	0.899	1.862	5HA12=5.65
Aux appuis	8.25	12.50	0.193	0.981	2.12	5HA12=5.65

Tableau III.3.5. Les résultats de la flexion simple.

a) Condition de non fragilité :

b) Armature de répartition : $A_r = A/4$

En travée : $A_r = \frac{5.65}{4} = 1.41$ cm²

Aux appuis : $A_r = \frac{5.65}{4} = 1.41$ cm²

c) Condition d'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

Tableau III.3.6.vérification de l'espacement.

Donc :

-Pour Les armatures longitudinales :

$A=5HA12=5.65cm^2$.

-pour Les armatures de répartitions :

$A_r=4HA10=3.14cm^2$.

d) Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{1.5}$

$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17$MPa

$\tau_u = \frac{27.11 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.216$

τ_u=0.216 MPa ≤ $\bar{\tau}_u$ = 1.17Mpa **(c.v)**

e) Vérification à l'E.L.S :

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

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

$\bar{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$

En travées :

A = 5.65cm²

M_{ser}=5.27 KN.m

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$

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

On a :

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

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

$\sigma b = \frac{5.27 \times 10^6}{8533.781 \times 10^4} \times 46 = 2.84$ MPa

σ_b= 2.84 MPa < $\bar{\sigma}_b$ =15MPa **(c.v)**

En appuis :

A=5.65cm²

M_{ser} =5.87 KN.m

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

On a :

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

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

$\sigma_b = \frac{5.95 \times 10^6}{8533.781 \times 10^4} \times 46 = 3.20$ MPa

σ_b= 3.20 MPa < $\bar{\sigma}_b$ =15MPa **(c.v)**

Acier : fissuration peu nuisible ⟶ aucun vérification à faire

Vérification de la flèche :

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

$\frac{h}{L} = 0,055 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0,053$ (c.v)

$\frac{A}{b.d} = 0,0045 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005$ (c.v)

III.3.4. 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 appliqués dans chaque console et en prend le cas le plus sollicité pour ferrailler.

On donne une section préliminaire de **(30*35) cm²**, et on calcule les sollicitations.

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

b = 30 cm ≥ 20 cm. (C.V)

h = 35 cm ≥ 30 cm. (C.V)

h/b = 1 < 4 (C.V)

Poids propre de la poutre console : 0.3x0.35x25 = 2.625 kN/ml

Donc

Pu=27.11+2.625=29.73 KN/m

Pser=20.01+2.625=22.63 KN/m

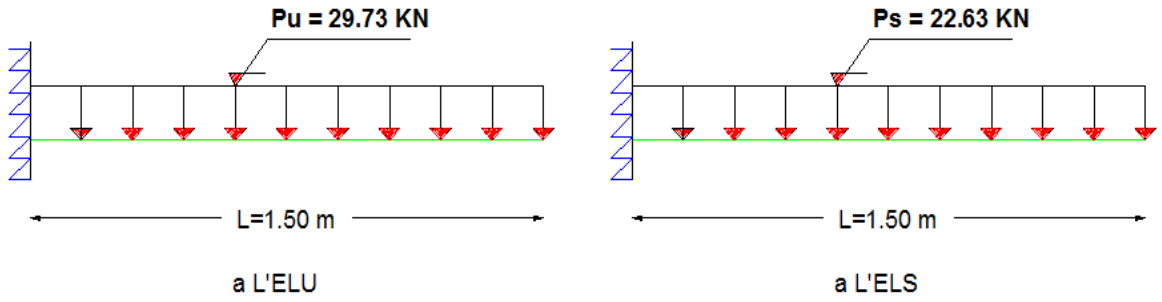


Figure.III.3.5. Schéma statique de la console.

b) Calcule des efforts :

A l'E.L.U :

$$M_u = \frac{P_{U\times} L^2}{2} = 33.44\, KN.m$$

A l'E.L.S :

$$M_{ser} = \frac{P_{ser\times} L^2}{2} = 25.45\, KN.m$$

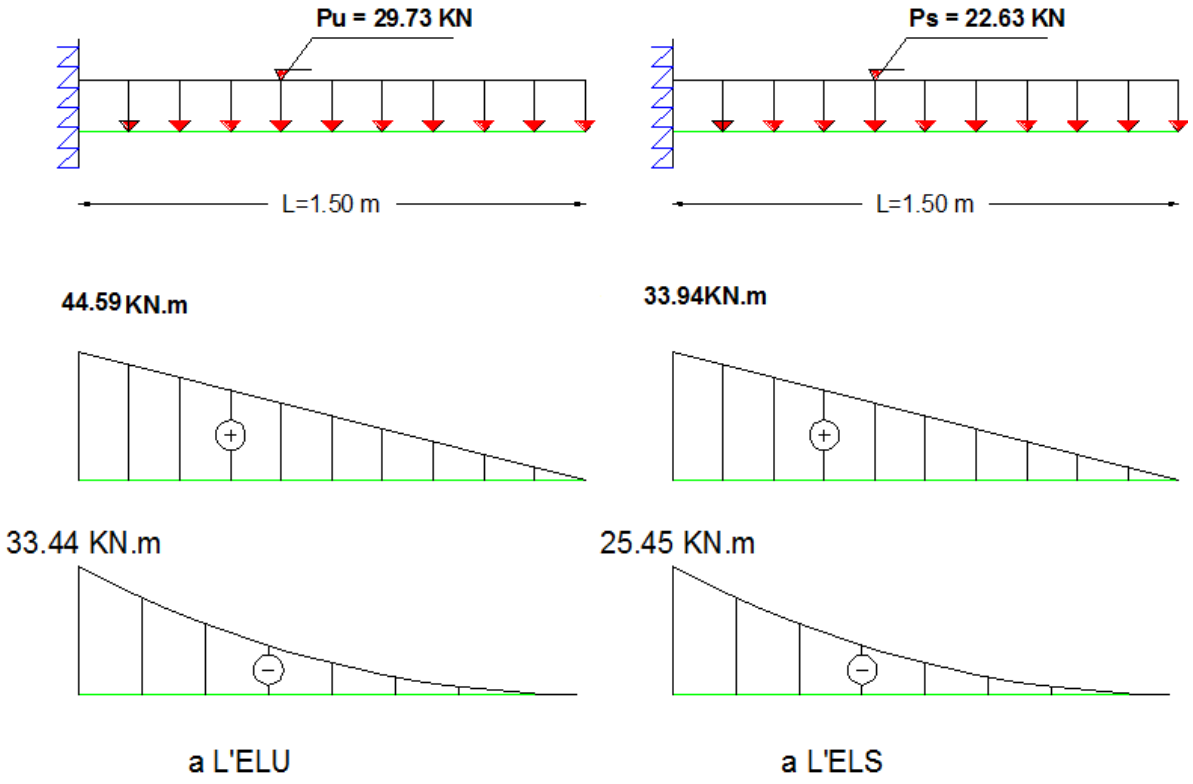


Figure.III.3.6 : Diagrammes des efforts internes de la console à l'ELU et l'ELS.

c) Ferraillage :

Béton : fc 28 = 25 MPa ; γb = 1.5 ; σbc = 14.2 MPa ; ft 28 = 2.1 MPa

h = 35 cm; b = 30 cm; d = 32.5 cm.

Acier: FeE400. Fe = 400 MPa; γs = 1.15; σs = 348 MPa.

	Mu (KN.m)	μ	β	A	A'	A_{min}	A_{adopt}
A l'appui	33.44	0.0734	0.961	3.07	0	5.25	6.79=6HA12

Tableau III.3.7. ***Calcul des sections d'acier de la console***

- 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 = 22.30 kN

$\tau_\mu = T_u / b_0.d$= 0.235 MPa

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

- **Armatures transversales :**

$S_t \leq$ Min [0.9d; 40cm] =31.5cm.

S_t=15 cm.

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

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 :**

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

$\frac{A_t}{b_0 S_t} = 0.00446 \geq \frac{\tau_u - 0.3.k.f_{tj}}{0.9\frac{fe}{\gamma s}(\cos\alpha + \sin\alpha)} = 1.147$ Ou : $\begin{cases} k = 1 \\ \alpha = 90° \end{cases}$ (c.v).

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

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

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

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

a=Min [b-c-2 ; 0.9d]=Min [25.5 ; 28.35] =25.5cm

V_u= 22.30 KN$\leq 0.4 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 300 \times 255 = 510$ KN (c.v).

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

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

$\frac{2 \times 22.30 \times 10^3}{300 \times 255} = 0.58 < 0.8\frac{25}{1.15} = 17.39$ (c.v).

M_{ser} (kN.m)	A_u (cm^2)	y_1 (cm)	I_G (cm^4)	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma b}$ (MPa)	observation
25.45	6.79	7.48	47552.14	4.00	15	(cv)

Tableau.III.3.8.Vérification à l'E.L.S

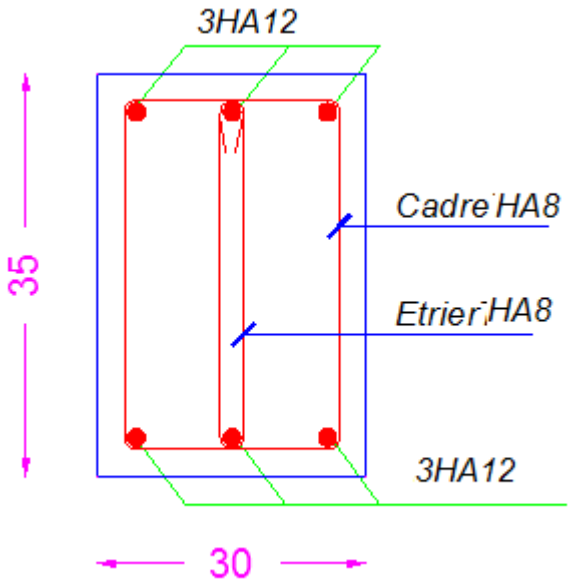


Figure.III.3.7 : Ferraillage du consol sous paillasse.

III.4.Dalle pleine :

III.4.1. Calcul des dalles triangulaires :

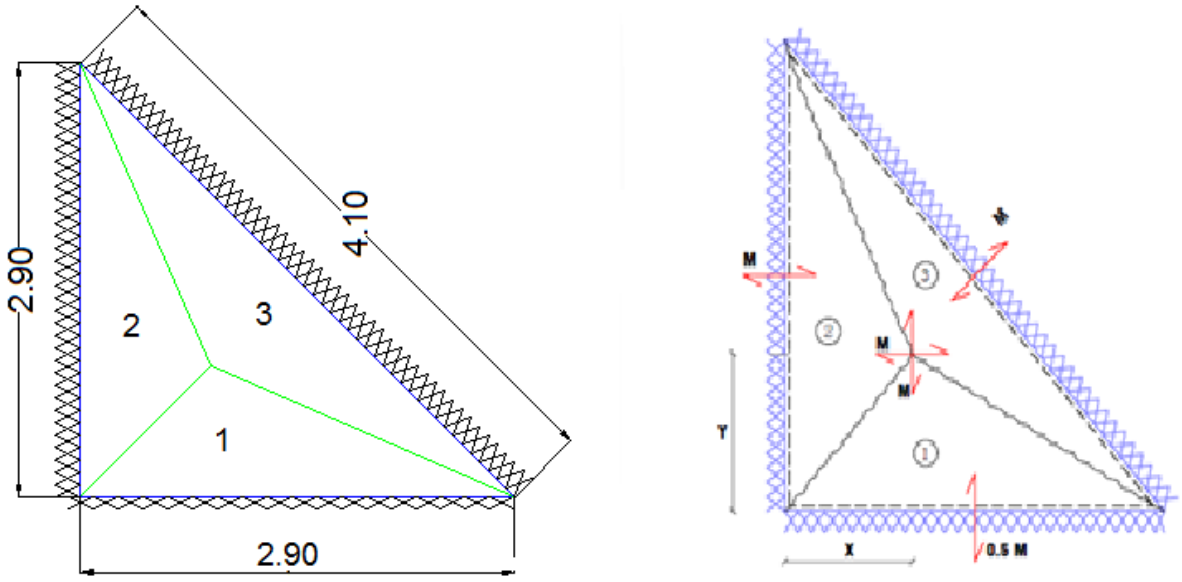


Figure.III.4.1 : Déplacement des zones.

III.4.1.1.calcul de la charge totale :

Plancher	qu (KN/m²)	qser (KN/m²)
Terrasse	11.55	8.45
Courant (habitation)	9.82	7.11
Entre sol (commerce)	15.07	10.61

Tableau III.4.1 : Les charges à l'état ultime et service dans les étages.

On choisit la sollicitation la plus défavorable :

q_u = 15.07 KN/m²

q_{ser} = 10.61 KN/m²

III.4.1.2.Détermination de M:

Principe de travail virtuel :

$$Tint = Text \quad avec \quad \begin{cases} Tint = M \times l \times \theta \\ Text = q \times f \end{cases}$$

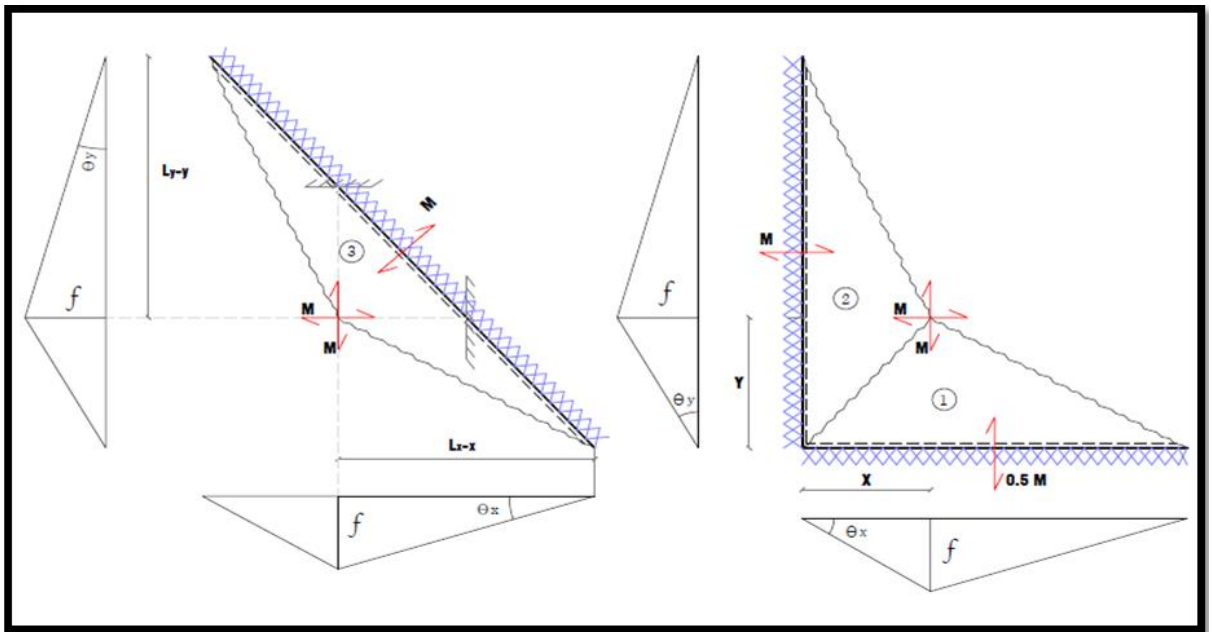


Figure.III.4.2. Le déplacement des zones des ruptures de la dalle.

On prend :

$$\begin{cases} M_u = \frac{p_u}{10.60} \\ M_{ser} = \frac{p_{ser}}{10.60} \end{cases} \quad \text{Alors :} \quad \begin{cases} M_u = 1.42\ KN.m \\ M_{ser} = 1.00\ KN.m \end{cases}$$

III.4.1.3.calcul de ferraillage a l'ELU :

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

	M_u (KN.m)	μ	β	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	A_{final} (cm^2)
Travée	1.065	0.004	0.998	0	0.25	1.5	4HA10=3.14	3.14
Appuis	0.71	0.003	0.999	0	0.16	1.5	4HA10=3.14	3.14

Tableau III.4.2 : Calcul de ferraillage a l'ELU.

III.4.1.4. Vérification des contraintes a L'ELS :

A_t= 3.14cm² ; A_a= 3.14cm²

a.**les vérifications nécessaires :**

- Vérification de la section :

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} \quad \Rightarrow \quad 10 \leq \frac{150}{10} = 15 \ldots\ldots c.v$$

- Condition d'espacement :

$$St = \frac{100-4}{4} = 24 \text{ cm on prend } St = 25 \text{ cm}$$

$$25cm \leq \text{Min}\,[3h = 45\,;\, 33cm] = 33cm \ \ldots\ldots\ldots \ C.V$$

Y1 cm	I_G cm4	K1 N/mm3	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ_b adm Mpa	σ_s Mpa	$\sigma s < \sigma_{s\ adm}$	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$
2,993	5150,756	0,019	0,581	27,687	15	202	oui	l'état limite service est satisfait

Tableau 4.3 : vérification a ELS.

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

b.Vérification de l'effort tranchant :

	Suivant X	Suivant Y
V(KN)	$Vx = \frac{P.lx.ly}{2ly+lx} = \frac{15.07 \times 2.90 \times 2.90}{2 \times 2.90 + 2.90} = 14.56$ KN	$Vy = \frac{P.lx.ly}{3ly} = \frac{15.07 \times 2.90 \times 2.90}{3 \times 2.90} = 14.56$KN
$\tau_{u(MPa)}$	0.116	0.116
$\bar{\tau}_u$	$\frac{0.07 * f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.16MPa$	
$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	oui	oui

Tableau 4.4 : vérification de l'effort tranchant.

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

III.4.1.5.Vérification de la flèche préliminaire :

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/ (20 Mo)	$\rho \leq 2/fe$
h/ L = 0.15 / 4.10 = 0.036 Mt/ (20 Mo)= 1.065/ (20 *11.15)=0.002	ρ=A/(bo*d)=3.14/(100*12)=0.0026 2/ fe = 2 / 400 = 0.005
Condition vérifiée	Condition vérifiée

Tableau 4.5 : Vérification de la flèche préliminaire.

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

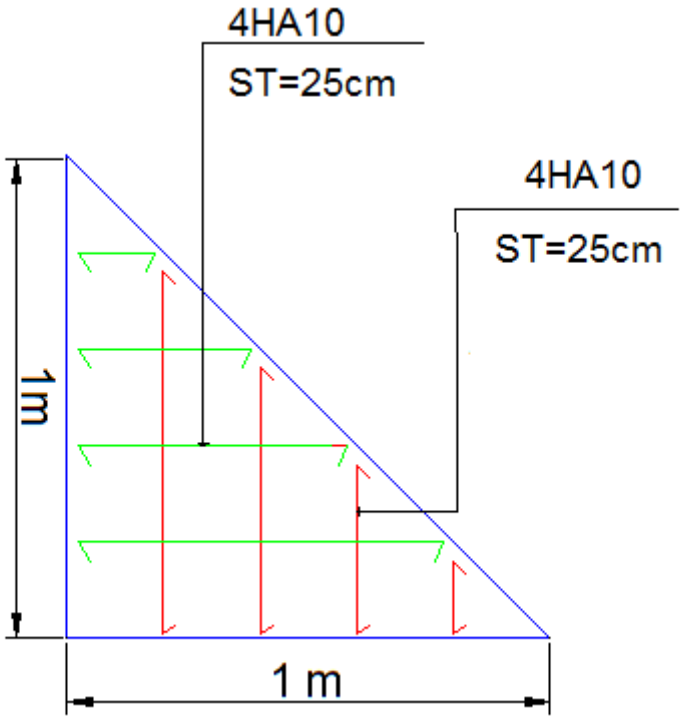


Figure.III.4.3 : Ferraillage de la dalle pleine triangulaire pour 1 ml.

IV.1. Introduction :

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.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamique propre. Ceci est obtenu en considérant son comportement. En vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les Déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande des calculs très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

On se propose de déterminer les modes propres de vibration de la structure afin d'examiner son comportement dynamique notamment les déplacements engendrés par les Forces dues à l'action sismique, pour cela on utilise le logiciel « SAP 2000 » qui dispose de trois modèles mathématiques fondamentaux :

Modèle des nœuds maîtres.

- Modèle des plaques.
- Modèle des consoles.

nous utilisons le modèle de nœud maitre qui consiste à concentrer la masse de chaque plancher au niveau du centre de gravité.

IV.3. Choix de la méthode :

D'après le « RPA99 version 2003 » : Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes **:**

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrames.

IV.4. 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.4.1. 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 :

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

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.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.4.2.Analyse de notre structure :

Après plusieurs changements de dispositions des voiles on a choisi une variante pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

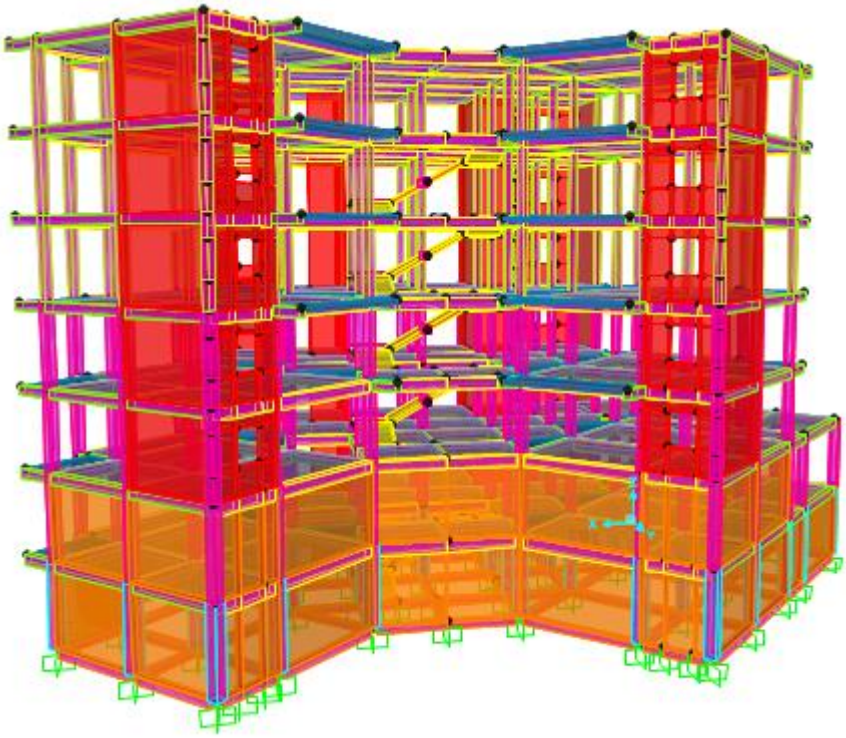


Figure IV1 : Vue de la Structure en 3D.

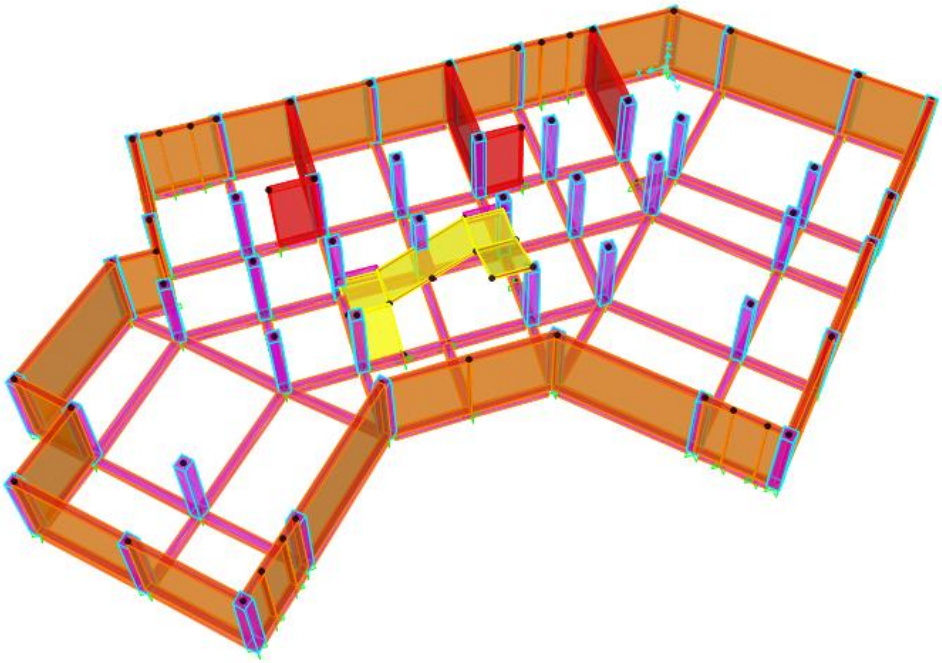


Figure IV 2 : disposition des voiles de sous sol.

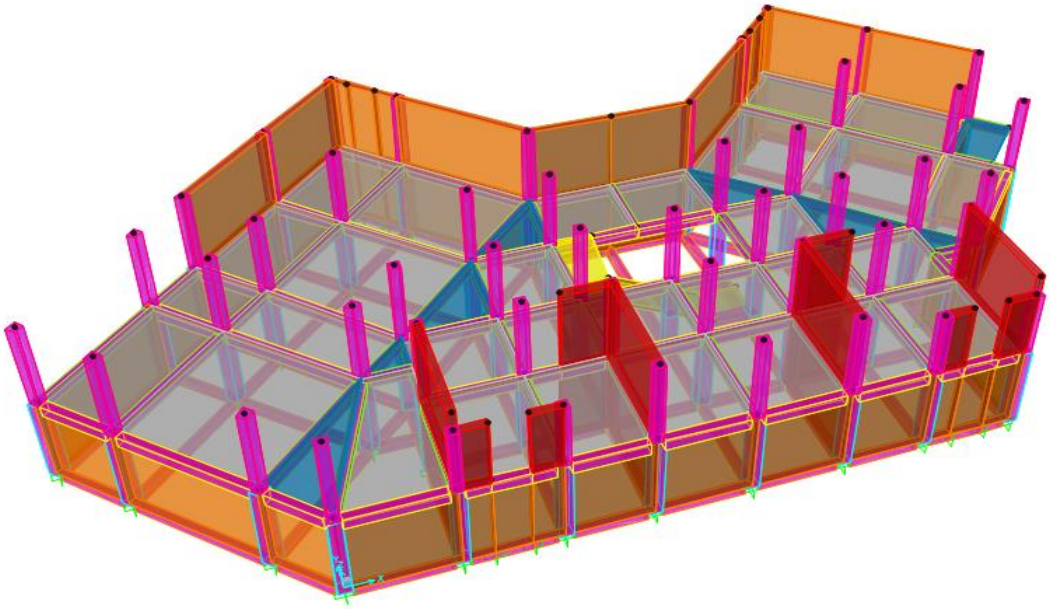


Figure IV 3 : disposition des voiles au S.SOL+E.SOL.

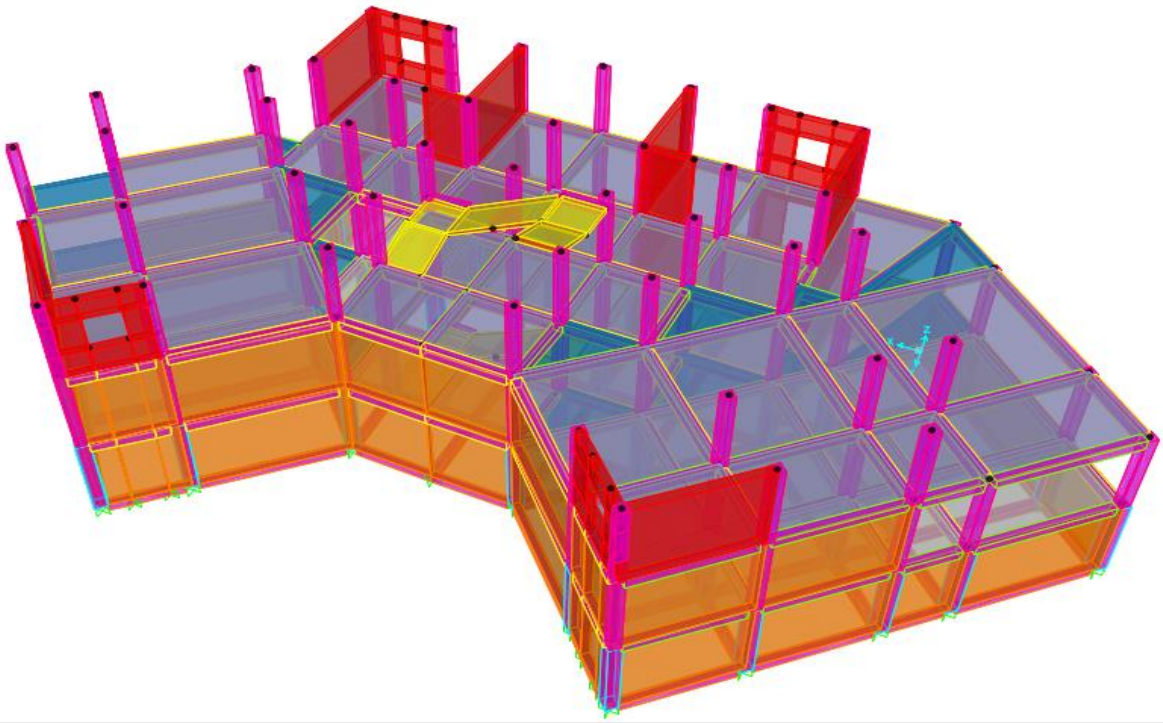


Figure IV 4: disposition des voiles au S.SOL+E.SOL+RDC.

IV.4.3. 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 :

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

Avec :

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

Il est rappelé que :

Le centre de torsion d'un voile ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son 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 : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$

Pour les voiles : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

IV.5. Calcul d'excentricité : 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.

IV.5. 1.Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment Lx= 36.85m

Largeur du bâtiment Ly= 19.14 m

IV.5. 2.Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 5.53 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 2.87 m

IV.5. 3.Centre de Rigidité et Centre de Masse :

Niveau		Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
Diaphragme N°	Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	X_R (m)	Y_R (m)	Masse (KN)	X_G (m)	Y_G (m)
G_ DIAPH_ 3.4	3.40	13.7907	14.2272	12.60	8.48	8166.14	11.07	8.37
F_ DIAPH_ 6.8	6.80	5.7152	9.7555	12.14	9.04	5319.56	11.24	8.47
E_ DIAPH_ 10.03	10.03	1.7071	7.0683	12.87	7.59	4398.44	12.85	8.56
D_ DIAPH_13.26	13.26	1.7071	7.0683	12.87	7.59	4379.73	12.92	8.72
C_ DIAPH_16.49	16.49	1.6824	7.0435	12.87	7.46	4364.83	12.92	8.67
B_ DIAPH_ 19.72	19.72	1.6824	7.0435	12.87	7.46	4357.32	12.91	8.66
A_ DIAPH_ 22.95	22.95	1.6824	7.0435	12.87	7.46	4267.82	12.88	8.87

Tableau IV 1 : Calcule Centre de Rigidité et Centre de Masse.

IV.6. Excentricité :

Niveau (m)	$E_x=\|X_R-X_G\|$ (m)	$Ey = \|Y_R-Y_G\|$ (m)	Excentricité admissible		Vérification
			15%Lx	15%Ly	
3.40	1.53	0.11	5.53	2.87	cv
6.80	0.90	0.57	5.53	2.87	cv
10.03	0.02	0.97	5.53	2.87	cv
13.26	0.05	1.13	5.53	2.87	cv
16.49	0.05	1.21	5.53	2.87	cv
19.72	0.04	1.20	5.53	2.87	cv
22.95	0.01	1.41	5.53	2.87	cv

Tableau IV 2 : Calcule d'excentricité théorique.

IV.6.1. Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

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

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

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

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

Niveau (m)	Ex = $\lvert X_R - X_G \rvert$ (m)	Ey = $\lvert Y_R - Y_G \rvert$ (m)	Excentricité accidentelle		Vérification	
			5%Ly	5%Lx	Ex<5%Lx	Ey<5%Ly
3.40	1.53	0.11	1.84	0.95	cv	cv
6.80	0.90	0.57	1.84	0.95	cv	cv
10.03	0.02	0.97	1.84	0.95	cv	cv
13.26	0.05	1.13	1.84	0.95	cv	cv
16.49	0.05	1.21	1.84	0.95	cv	cv
19.72	0.04	1.20	1.84	0.95	cv	cv
22.95	0.01	1.41	1.84	0.95	cv	cv

Tableau IV 3 : Calcule d'excentricité accidentelle.

IV.7. Choix de la méthode de calcul :

IV.7.1. Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes:

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique modale spectrale.

Pour notre structure, la hauteur est 22.95 m, ≪selon le RPA Art 4.1.2≫, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, et en même temps pour simplifier les calculs, cette étude sera menée selon, la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse ≪sap 2000 version 19.2.2≫.

IV.7.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.7.2.1.Le spectre de réponse de calcul :

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

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

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

A = (zone III, groupe d'usage 2) = 0,25.

b. facteur de correction d'amortissement η:

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

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].

Avec remplissage dense → η = 0,882

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

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non : $Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		Observé	N/observé	observé	N/observé
1	Conditions minimales sur les files De contreventement	-	-	-	-
2	Redondance en plan	-	-	-	-
3	Régularité en plan	-	0.05	-	0.05
4	Régularité en élévation	-	0.05	-	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	-	-	-	-
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	-	-	-	-
Total		1.10		1.10	

Tableau IV 4 : détermination du facteur de qualité Q de la structure.

En récapitulant les résultats on trouve **:**

Q_x= 1+0.10=1.10

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}50\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site } S_3.$$

Q_y= 1+0.10=1.10

IV.7.2.2.Justification du coefficient de comportement R : RPA version 2003[Art 3.5]

Suivant X :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (KN)	Nz /Voiles (KN)	Effort tranchant Tx (KN)	Tx /Poteaux (KN)	Tx /Voiles (KN)
A_ DIAPH_ 22.95	4171.134	2968.441	1202.693	1393.656	0.000	1393.656
B_ DIAPH_ 19.72	8302.285	5969.464	2332.821	2254.129	0.000	2254.129
C_ DIAPH_ 16.49	12482.700	9063.284	3419.416	2970.450	0.000	2970.450
D_ DIAPH_ 13.26	16937.309	12615.782	4321.527	3549.698	0.000	3549.698
E_ DIAPH_ 10.03	20800.590	16043.103	4757.487	3817.367	0.000	3813.224
F_ DIAPH_ 6.8	25752.768	16929.380	8823.388	3424.695	0.000	3424.493
G_ DIAPH_ 3.4	35773.573	18396.575	17376.998	5664.554	0.000	5664.554

Tableau IV 5 : Justification du coefficient de comportement R Suivant x.

Valeurs en pourcentage :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids N z (%)	N_z /Poteaux (%)	N_z /Voiles (%)	Effort tranchant T_x (%)	T_x /Poteaux (%)	T_x /Voiles (%)
A_ DIAPH_ 22.95	100	71.166	28.834	100	0.000	100.000
B_ DIAPH_ 19.72	100	71.901	28.099	100	0.000	100.000
C_ DIAPH_ 16.49	100	72.607	27.393	100	0.000	100.000
D_ DIAPH_ 13.26	100	74.485	25.515	100	0.000	100.000
E_ DIAPH_ 10.03	100	77.128	22.872	100	0.000	100.000
F_ DIAPH_ 6.8	100	65.738	34.262	100	0.000	100.000
G_ DIAPH_ 3.4	100	51.425	48.575	100	0.000	100.000

Tableau IV 6 : Justification du coefficient de comportement R en pourcentage.

Suivant Y :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (KN)	Nz /Poteaux (KN)	Nz /Voiles (KN)	Effort tranchant Tx (KN)	Tx /Poteaux (KN)	Tx /Voiles (KN)
A_ DIAPH_ 22.95	4709.752	2968.441	1741.311	1815.437	0.000	1815.437
B_ DIAPH_ 19.72	9392.940	5969.464	3423.476	2810.086	0.000	2810.086
C_ DIAPH_ 16.49	14108.727	9063.284	5045.443	3581.515	0.000	3581.515
D_ DIAPH_ 13.26	18955.675	12615.782	6339.893	4203.128	0.000	4203.128
E_ DIAPH_ 10.03	23240.411	16043.103	7197.308	4502.293	0.000	4502.293
F_ DIAPH_ 6.8	27478.000	16929.380	10548.620	3944.441	0.000	3944.428
G_ DIAPH_ 3.4	32345.506	18396.575	13948.931	5785.721	0.000	5785.721

Tableau IV 7 : Justification du coefficient de comportement R Suivant y.

Valeurs en pourcentage :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz	Nz /Poteau	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
A_ DIAPH_ 22.95	100	63.028	36.972	100	0.000	100.000
B_ DIAPH_ 19.72	100	63.553	36.447	100	0.000	100.000
C_ DIAPH_ 16.49	100	64.239	35.761	100	0.000	100.000
D_ DIAPH_ 13.26	100	66.554	33.446	100	0.000	100.000
E_ DIAPH_ 10.03	100	69.031	30.969	100	0.000	100.000
F_ DIAPH_ 6.8	100	61.611	38.389	100	0.000	100.000
G_ DIAPH_ 3.4	100	56.875	43.125	100	0.000	100.000

Tableau IV 8 : Justification du coefficient de comportement R en pourcentage.

IV.7.2.3.Classification des systèmes de contreventement :

IV.7.2.3.1.Coefficient de comportement R :

Après le calcul des charges verticales, on a trouvée que les voiles reprennent plus que 20% des sollicitations dues aux charges vericales, donc Le Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (R = 3.5)

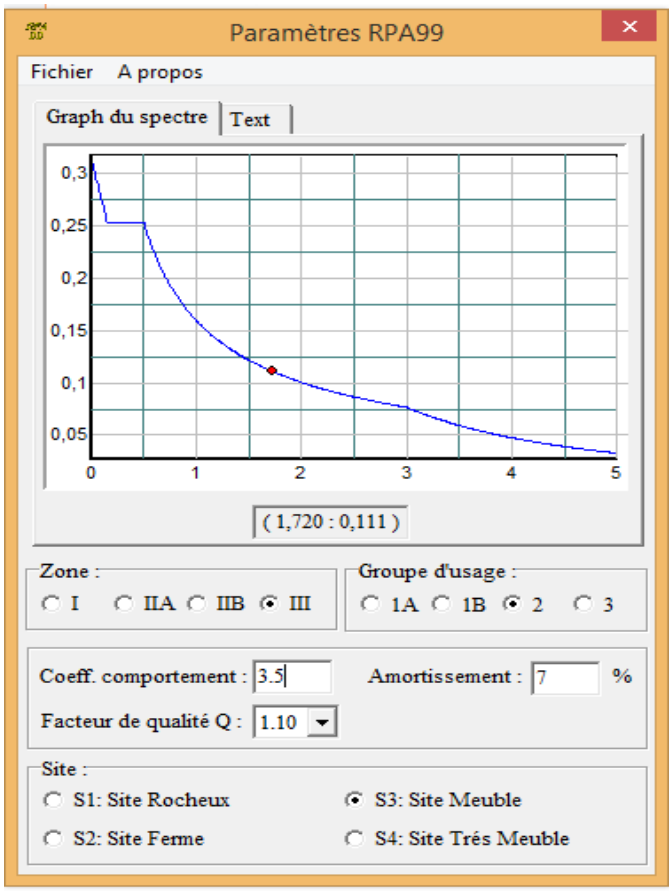


Figure IV 5 : Spectre de réponse.

IV.8.Résultats de l'analyse dynamique :

IV.8.1.Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

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

IV.8.2.1. vérifications la 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.

IV.8.3.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 le poteau

IV.8.3.1.Édification du comportement modal de la structure :

Mode	comportement	Période(s)	Ux	Uy	Rz
Mode 1	translation suivant l'axe x	0.372	41.97%	5.71%	4.14%
Mode 2	translation suivant l'axe y	0.366	4.76%	48.05%	1.35 %
Mode 3	rotation autour de l'axe Z	0.253	4.27%	0.00 %	43.80%

Tableau IV 9: Le comportement des trois premiers modes.

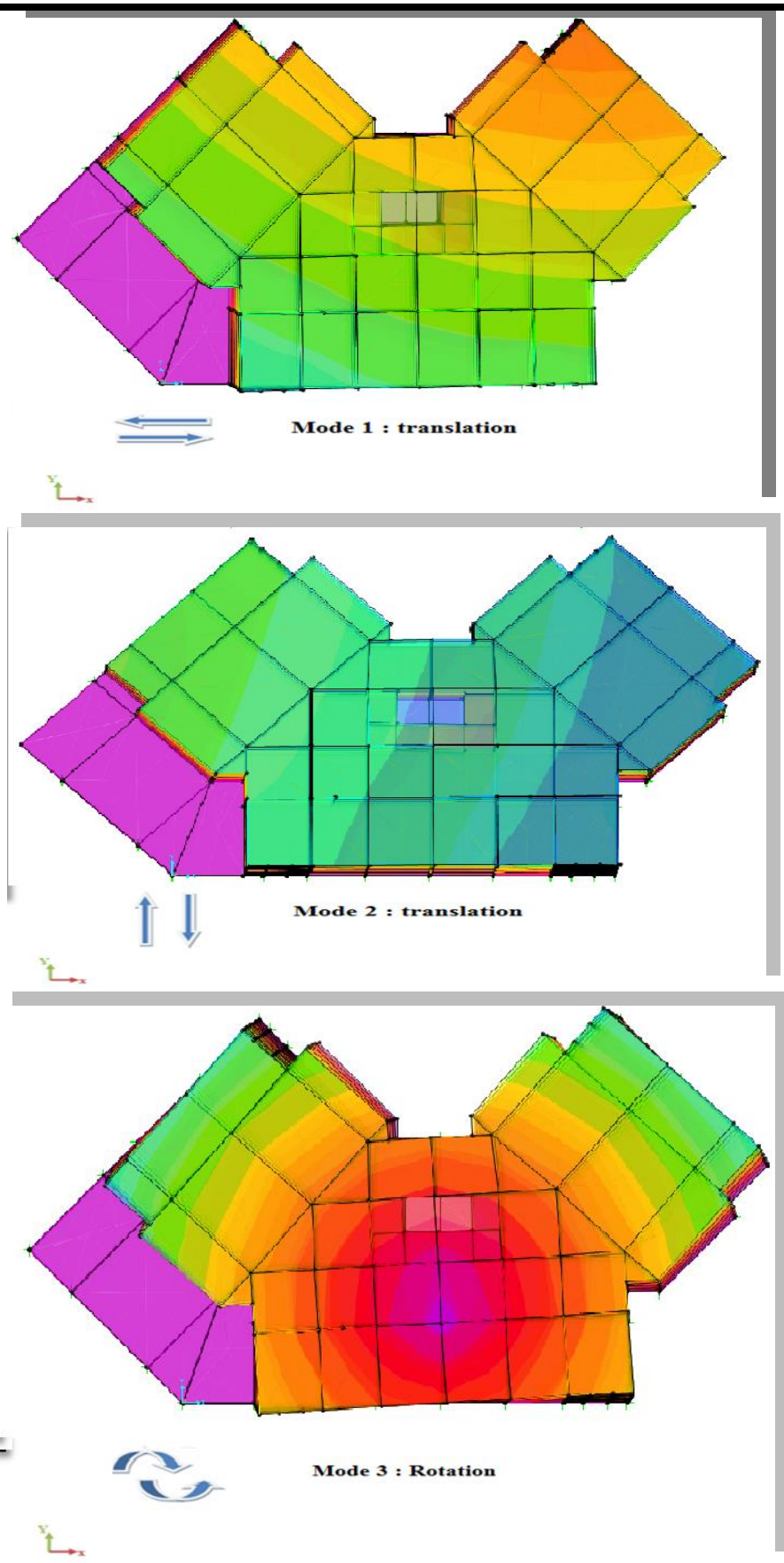


Figure IV 6 : Le comportement des trois premiers modes.

IV.8.4. vérification de participation massique :

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

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

Mode(i)	Période (s)	U_x(%)	U_y(%)	R_z(%)	Cumulée de U_x(%)	Cumulée de U_y (%)	Cumulée de R_z(%)
1	0.372	41.965%	5.710%	4.138%	41.965%	5.710%	4.138%
2	0.366	4.758%	48.050%	1.346%	46.723%	53.760%	5.484%
3	0.253	4.266%	0.000%	43.797%	50.990%	53.760%	49.281%
4	0.100	0.001%	0.104%	0.000%	50.991%	53.864%	49.281%
5	0.089	17.495%	0.103%	0.898%	68.486%	53.967%	50.179%
	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
103	0.030	0.482%	0.076%	0.211%	90.231%	89.643%	83.730%
104	0.030	0.002%	0.231%	0.000%	90.233%	89.874%	83.730%
105	0.030	0.056%	0.006%	0.025%	90.290%	89.880%	83.755%
	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
110	0.027	0.012%	0.088%	0.001%	90.318%	90.015%	83.801%
111	0.027	0.007%	0.005%	0.001%	90.326%	90.020%	83.802%
112	0.027	0.002%	0.008%	0.001%	90.328%	90.028%	83.803%
113	0.026	0.025%	0.010%	0.004%	90.353%	90.038%	83.807%
	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
173	0.017	0.063%	0.026%	0.129%	95.233%	98.546%	89.972%
174	0.017	3.631%	0.019%	5.400%	98.864%	98.566%	95.372%
∑ Période(s)	7.60						

Tableau IV 10 : vérification de participation massique.

Commentaire :

La structure est dissipé plus de 90% de l'énergie stocke au 174ème mode

t= $\sum_1^{174} Ti$(de mode retenus)=7.6s.

On a plusieurs modes (174modes) parce que dans le sous-sol et entre-sol on a des voiles périphériques (Boite rigide).

IV.8.5. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base E_d obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure 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 [RPA99version2003Art4.2.6] .

Donc il faut vérifier que $\frac{E_d}{V_s} > 80\%$

IV.8.6.Calcul de la force sismique totale : [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :

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

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

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone. A = 0,25

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.2.3] ◄◄ :

$$D=\begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3\,s \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3s \end{cases}$$

T_2 = 0,5 s, tableau 4.7 (avec siteS_3).

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

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

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

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

T = 0.340 s.

D_x = 2.205.

D_y = 2.205.

R : coefficient de comportement global de la structure

R =3.5

Q : facteur de qualité

Q_x=Q_y=1.10

W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad avec\ W_i = W_{Gi} + \beta 1 W_{Q1} + \beta 2 W_{Q2}$$

$\beta_1 = 0.2$, $\beta_2 = 0.6$

	Type	F_x (KN)	F_y (KN)	F_z (KN)
T_{ext}	T_{ext}	KN	KN	**KN**
	Max	**3518.897**	205.794	**55.733**
	Max	205.795	**3886.557**	**290.729**
$G+0.2Q_1+0.6Q2$	Max	0.000	7114.460	**39558.277**

Tableau IV 11 : Calcul de la force sismique.

direction	A	D	R	Q	$\sum Wi$ (KN)	Vs (KN)	E_d	$\frac{E_d}{V_s}$ (%)	$\frac{E_d}{V_s} \geq 80\%$
X	0.25	2.205	3.5	1.1 0	39558.277	6853.471	3518.897	51.3	CNV
Y	0.25	2.205	3.5	1.1	39558.277	6853.471	3886.557	56.7	CNV

Tableau IV 12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul**.**

Commentaire :

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

$$S_{fx} = \frac{80}{51.3} = 1.558$$

$$S_{fy} = \frac{80}{51.3} = 1.411$$

C'est-à-dire on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction x (Edx) dans les combinaisons, par le coefficient **'1.63'**.

Et on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction y (Edy) dans les combinaisons, par le coefficient **'1.5015'**.

Donc :

E_{dX} = 5735.802 KN

E_{dY} =5835.665 KN

IV.8.7.Vérification de la stabilité au renversement :

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

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

h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité qui est égal à : $Mt_x = \sum_{i=1}^{n} XG \times Wi$, $Mt_y = \sum_{i=1}^{n} Y G \times Wi$,

Avec :

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

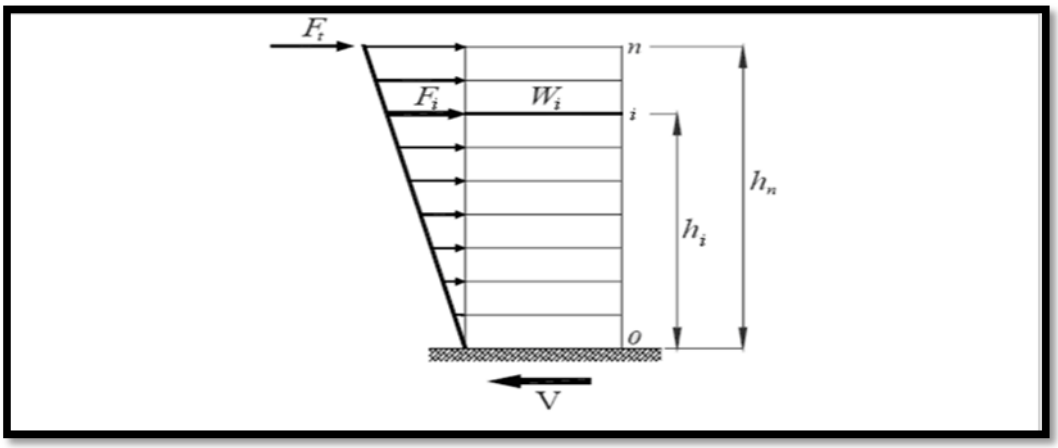


Figure IV 7 : la distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage.

il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$

M_{Sx} (KN.m)	M_{Sy} (KN.m)	M_{Rx} (KN.m)	M_{Ry} (KN.m)	M_{Sx}/M_{Rx}	M_{Sy}/M_{Ry}	$\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$
305643.70	484420.13	88457.30	85548.20	3.45	5.66	Oui

Tableau IV 13 : Vérification de stabilisation.

Commentaire :

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc la structure est stable suivant des deux directions.

IV.9. Vérification des déplacements :

IV.9.1. Déplacement en tête :

Pour le calcul des déplacements en tête on suppose que notre structure est comme une console encastré à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et ont vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console. (CBA 93 Article : B.6.5.3)

Avec :

- $\delta_{adm} = \frac{h}{250}$

δ_{adm} : Déplacement admissible de la structure.

h : la hauteur totale des étages.

Déplacements	δ théorique (cm)	R	δ réel (cm)	$\delta_{adm} = \frac{he}{250}$ (cm)	Vérification $\delta_{réél} \leq \delta_{adm}$
δ_X	1.53	3.5	5.36	9.18	Ok
δ_Y	1.36	3.5	4.76	9.18	Ok

Tableau IV 14: Vérification déplacement en tête.

Commentaire :

Les déplacements en tète de la structure sont inferieurs a déplacement admissible $\delta_{réél} \leq \delta_{adm}$

$\delta_x > \delta_y$ a cause de :

$k_y > k_x$ (Rigidité) et $Ed_y < Ed_x$ (Force Dynamique) .

IV.9.2. Déplacement inter-étages :

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

[RPA99ver2003: Art 4.4.3]: $\delta_K = R\delta_{ek}$

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

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

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

Selon [RPA99ver2003: Art 5.10] :

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser: Δ k limite = 0.01 h_e

h_e : La hauteur de l'étage K.

On va vérifier :

$(\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}) \leq 0.01 h_e$.

Niveau (m)	δ théorique (cm)	R	δ réel (cm)	δ inter-étage (cm)	δ adm (cm)	Vérification	Déformation	Déformation admissible
22.95	1.53	3.5	5.36	1.09	3.23	ok	3.37	3.5
19.72	1.22	3.5	4.27	1.08	3.23	ok	3.34	3.5
16.49	0.91	3.5	3.19	1.09	3.23	ok	3.37	3.5
13.26	0.6	3.5	2.1	0.98	3.23	ok	3.03	3.5
10.03	0.32	3.5	1.12	0.73	3.23	ok	2.26	3.5
6.8	0.11	3.5	0.39	0.35	3.4	ok	1.03	3.5
3.4	0.01	3.5	0.04	0.04	3.4	ok	0.12	3.5

Tableau IV 15 : Vérification les déplacements inter étages Sens X.

Niveau (m)	δ théorique (cm)	R	δ réel (cm)	δ inter-étage (cm)	δ adm (cm)	Vérification	Déformation	Déformation admissible
22.95	1.36	3.5	4.76	1.01	3.23	ok	3.13	3.5
19.72	1.07	3.5	3.75	1.02	3.23	ok	3.16	3.5
16.49	0.78	3.5	2.73	0.94	3.23	ok	2.91	3.5
13.26	0.51	3.5	1.79	0.81	3.23	ok	2.51	3.5
10.03	0.28	3.5	0.98	0.59	3.23	ok	1.83	3.5
6.8	0.11	3.5	0.39	0.32	3.4	ok	0.94	3.5
3.4	0.02	3.5	0.07	0.07	3.4	ok	0.21	3.5

Tableau IV 16 : Vérification les déplacements inter étages Sens y.

Commentaire :

Les déplacements inter- étage sont inferieurs aux déplacements admissibles dans tous les étages et les deux directions.

Les déformations inter- étage sont inferieurs au déplacement plastique dans tous les étages et les deux directions avec l'augmentation de l'épaisseur du voile e_p=27 cm

IV.9.3.Vérification 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.

Les poutres : selon CBA93 [Art A.5.1].

$\tau_{MAX} = \frac{T}{bd}$

$\bar{\tau}$= Min [0.2× $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5 Mpa] ……fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}$= Min [0.15× $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 Mpa] …… fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable.

Il faut vérifier que : $\tau_{MAX} \leq \bar{\tau}$

section	B (cm)	H (cm)	T(v2) (kN)	combinaison	situation	Υ_b	Position	τ (MPA)	τ_{adm} (MPA)	vérification
pp30x40	30	45	212.429	ACC	accidentelle	1.15	intermédiaire	1.666	4.35	Vérifier
ps30x35	30	35	86.544	ACC	accidentelle	1.15	Rive	0.888	3.26	Vérifier
Console	30	35	42.352	ELU	durable	1.5	intermédiaire	0.434	3.33	Vérifier
long30x30	30	30	15.641	ELU	durable	1.5	Rive	0.190	2.50	Vérifier

Tableau IV 17 : Vérification du cisaillement des éléments.

Commentaire :

Toutes les sections sont suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

Avec le système de contreventement R=3.5 effort sismique est absorbée uniquement par des voiles, effort tranchant dans les poteaux est nulle (théoriquement) par conséquence T_p=0⇨τ=0 Pas de risque de cisaillement.

IV.9.4.Vérification de l'effort normal réduit à la base :

Selon RPA version 2003 ►► [Art 7.1.3.3] ◄◄

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \chi f_{c28}} \leq 0.3$$

Où :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

Elément	b (m)	h (m)	N (KN)	Bc (cm²)	Combinaison	$\frac{N_d}{B_c \chi f_{c28}}$	Vérification
pot 40x40	40	40	1107.071	144400	G+Q+Edx	0.307	c.n.v
pot 40x40	40	40	1127.156	144400	G+Q+Edy	0.312	c.n.v

Tableau IV 18 : Vérification de l'effort normal réduit à la base.

Commentaire :

La section des poteaux (40*40) est insuffisante donc on redimensionne la section des poteaux par (45*45).

IV.9.5. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

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

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

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

-Si $0,10<\theta\leq0,20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

-Si $\theta>0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée

Niveau h_i(m)	Pk (kN)	dy	dy*R	Δky (cm)	Edy	Pk*hi	Vky (kN)	hk (cm)	θky	Vérificaion
22.95	**4313.97**	**1.32**	**1.04**	**0.98**	5991.271	**9900561.15**	**1380.23**	323	**0.0095**	Vérifiée
19.72	**4449.74**	**0.77**	**0.5**	**0.94**		**8774887.28**	**1223.3**	323	**0.0106**	Vérifiée
16.49	**4455.32**	**0.28**	**0.11**	**0.95**		**7346822.68**	**1024.21**	323	**0.0128**	Vérifiée
13.26	**4477.25**	**0.03**	**0.98**	**0.77**		**5936833.5**	**827.65**	323	**0.0129**	Vérifiée
10.03	**4503.07**	**0.94**	**0.95**	**0.59**		**4516579.21**	**629.65**	323	**0.0131**	Vérifiée
6.8	**5441.31**	**0.77**	**0.59**	**0.28**		**3700090.8**	**515.83**	340	**0.0087**	Vérifiée
3.4	**8236.77**	**0.28**	**0.11**	**0.11**		**2800501.8**	**390.41**	340	**0.0068**	Vérifiée

Tableau IV 19: Vérification l'effet P-Δ sent Y.

Niveau hi(m)	Pk (kN)	dx	dx*R	Δkx (cm)	Edx	Pk*hi	Vkx (kN)	hk (cm)	θ_{kx}	Vérificaion
22.95	**4313.97**	**1.49**	**5.22**	**1.05**	5790.033	**9900561.15**	**1333.87**	323	**0.0105**	Vérifiée
19.72	**4449.74**	**1.19**	**4.17**	**1.05**		**8774887.28**	**1182.21**	323	**0.0122**	Vérifiée
16.49	**4455.32**	**0.89**	**3.12**	**1.05**		**7346822.68**	**989.81**	323	**0.0146**	Vérifiée
13.26	**4477.25**	**0.59**	**2.07**	**0.95**		**5936833.5**	**799.85**	323	**0.0165**	Vérifiée
10.03	**4503.07**	**0.32**	**1.12**	**0.73**		**4516579.21**	**608.5**	323	**0.0167**	Vérifiée
6.8	**5441.31**	**0.11**	**0.39**	**0.35**		**3700090.8**	**498.5**	340	**0.0112**	Vérifiée
3.4	**8236.77**	**0.01**	**0.04**	**0.04**		**2800501.8**	**377.3**	340	**0.0026**	Vérifiée

Tableau IV 20 : Vérification l'effet P-Δ sens X.

Commentaire :

L'effet P-Δ est négligeable à tous les niveaux et dans les deux directions $\theta_k < 0.1$.

IV.9.6.Conclusion :

D'après l'analyse dynamique nous avons optée pour les sections suivantes :

Le tableau suivant résume toutes les sections finales de la structure

Les éléments	les sections b x h (cm²)
Poutre Principale	30 x 45
Poutre Secondaire	30 x 35
Les Poteaux	45x45(sous-sol)
	40x40 (Entre-Sol, RDC, 1ére étage)
	35x35(2éme ,3éme, 4éme étage)
Les Voiles	épaisseur = 27 cm
Dalle Pleine	épaisseur = 15 cm

Tableau. IV.21: les sections finales.

V.1.Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le C.B.A93 et le R.P.A99 version 2003.

V.2- Ferraillage des poutres :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

V.2.1.Calcul des poutres principales :

Toutes en respectant les recommandations au-dessus, les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

a.1- Calcul des efforts :

Sollicitations	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	T (kN)
ELS	57.80	-70.93	-
ELU	139.48	-173.53	212.43

Tableau .V.1: Calcul les efforts de la poutre principale (30X45).

a.2-Armatures longitudinales :

	Elément	Combinaison	M kN.m	A_{min} RPA	A_{min} CBA	A'	A (cm^2)	Choix préliminaire (cm^2)
Travée	834	$0.8G+E_{dx}$	139.48	6.75	1.35	0	8.9	4HA14+2HA14=9.23
appui	1178	$G+Q+Q_1+E_{dx}$	-173.53			0	11.3	8HA14=12.31

Tableau .V.2: Ferraillage longitudinal de la poutre principale (30X45).

a.3-vérification à l'ELS :

	élément	$A_{choisit}$ cm^2	M_{ser} kN.m	fissuration	σ_b MPa	$[\sigma_b]$ MPa	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Travée	188	10.65	57.80	peu nuisible	6.3	15	**oui**
appui	181	12.66	-70.92	peu nuisible	7.3	15	**oui**

Tableau .V.3 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principale

a.4-Vérifications des contraintes de cisaillement :

T	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Vérification
212.43	1.67	4.35	Oui

a.5-armatures transversales :

$S_{T=}$(CBA93.article A.5.1.2.2) :

Espacements et armatures			
A_t (mm²)	S_t (cm)	Φ (mm)	At
1.50	30	8	6 Φ 8

S_T=(RPA99) :

Espacements et armatures			
ZN	ZC	Φ	At
10	20	8	6 Φ 8

a.6- Vérifications de la flèche :

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

1ere condition			2eme condition			3eme condition		
$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
0.15	0.063	**Oui**	0.15	0.059	**oui**	0.0075	0.0105	**oui**

Tableau .V.4: Vérifications préliminaires de la flèche des poutres principales

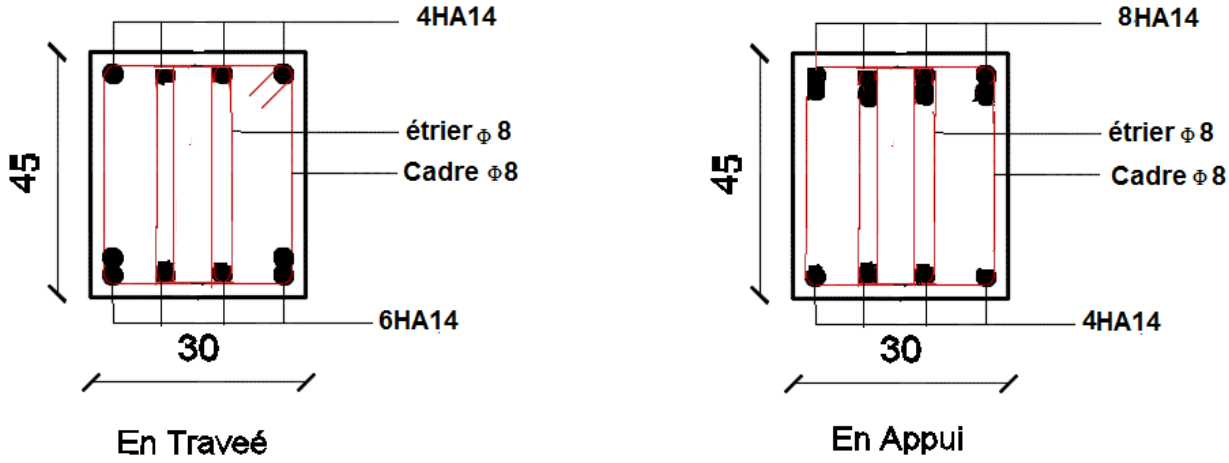


Figure V-1 : Ferraillages des poutres principales.

V.2.2.Calcul des poutres secondaires :

Toutes en respectant les recommandations au-dessus, les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

b.1- Calcul des efforts :

Sollicitations	M_a (kN.m)	T (kN)
$G+Q_1+Edy$	-42.23	-
$G+Q_1+Edy$	-110.16	86.54

Tableau .V.5: Calcul des efforts de la poutre secondaire (30X35).

b.2-Armatures longitudinales :

	Elément	Combinaison	M kN.m	A_{min} RPA	A_{min} CBA	A' cm²	A cm²	Choix préliminaire (cm²)
appui	853	$G+Q_1+Edy$	-110.16	5.25	1.05	0	9.5	**3HA16+3HA14=10.65**

Tableau .V.6: Ferraillage longitudinal des poutres secondaire **(**30X35)

b.3-vérification à l'ELS :

	élément	$A_{choisit}$ cm²	M_{ser} kN.m	fissuration	σ_b MPa	$[\sigma_b]$ MPa	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
appui	1033	10.78	-42.23	peu nuisible	7.2	15	**oui**

Tableau .V.7: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire (30X35).

b.4-Vérifications des contraintes de cisaillement :

T	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Vérification
86.54	0.89	4.34	Oui

b.5-armatures transversales :

$S_{T=}$(CBA93.article A.5.1.2.2) :

Espacements et armatures			
A_t (mm²)	S_t (cm)	Φ (mm)	At
1.50	30	8	4Φ 8

S_T=(RPA99) :

Espacements et armatures			
ZN	**ZC**	**Φ**	**At**
10	20	8	4Φ 8

b.6- Vérifications de la flèche :

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

1ere condition			**2eme condition**			**3eme condition**		
$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$ fe : MPa	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
0.12	0.063	**Oui**	0.12	0.08	**oui**	0.007	0.0105	**oui**

Tableau .V.8: Vérifications préliminaires de la flèche des poutres secondaires

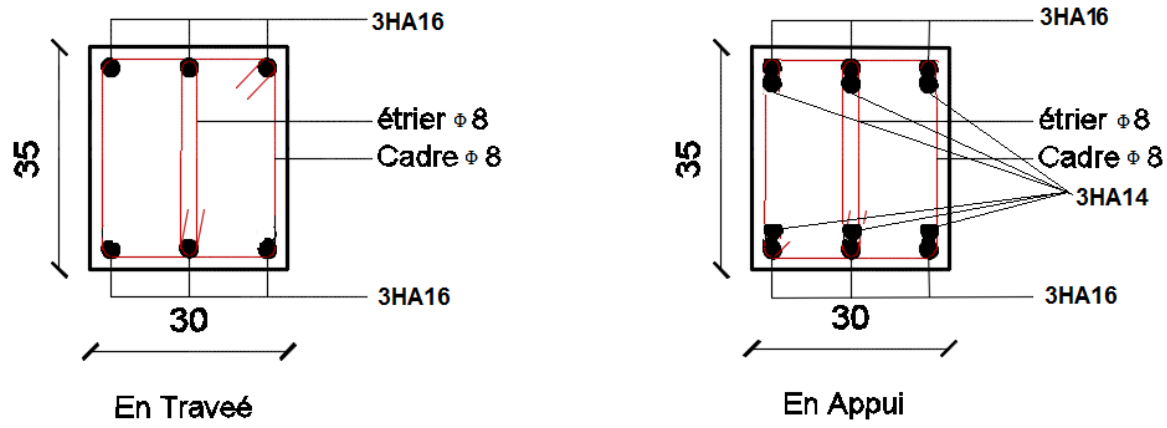


Figure V-2 : Ferraillages des poutres secondaires.

V.3.Ferraillage des poteaux :

V.3.1-Détermination des armatures longitudinales :

a. Recommandations des règlements :

a.1. Selon le CBA :

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 4\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$ **[CBA : Art A.7.1.2.1]**

En plus la Condition de non fragilité : **[CBA : Art B 6.4]**

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

a.2.Selon le RPA 99 version 2003 : [RPA : Art 7.4.2.1]

- La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

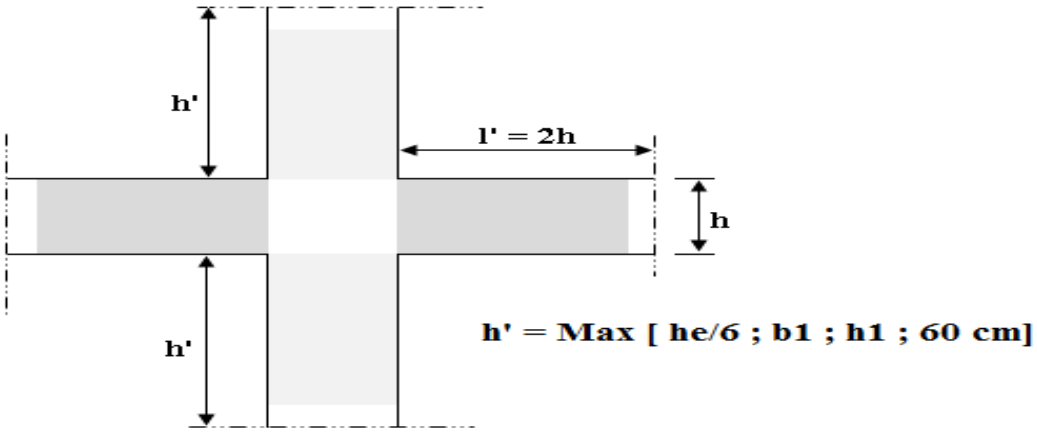


Figure. V.3 : définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par :

- $0{,}9\% \le \dfrac{A_\ell}{b.h} \le 3\%$ **:** En zone courante
- $0{,}9\% \le \dfrac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III ;
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III ;
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous : Avec h_e : la hauteur d'étage ;

b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Dans ce modelé on a utilisé un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (portique + voile) =>(**R=3.5**) :

La totalité des sollicitations due aux charges horizontales ont reprise par des voiles c'est-à-dire l'effort tranchant dans les poteaux est nul (M=0)

Donc :

Pour équilibrer l'effort normal, les poteaux sont calculés à la compression simple ou traction simple.

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations influe sur les poteaux :

	N°=d'élément	Sollicitations	N (kN)	Combinaison
45X45	150	**CS**	1543.485	1.35G+1.5Q
40X40	550	**CS**	1310.334	1.35G+1.5Q
35X35	442	**CS**	723.040	1.35G+1.5Q

Tableau .V.9: Sollicitations extrêmes de ferraillage**.**

c-Détermination des armatures :

On a constaté que le cas de **compression simple** donne des résultats plus défavorables que les autres cas.

Section	situation	N_{max} (kN)	A (cm^2)	RPA A_{min}	CBA A_{min}	$A_{choisit}$ (cm^2)
45X45	Durable	1543.485	7.2	18.225	2.025	**4HA16+8HA14=20.36**
40X40	Durable	1310.334	6.4	14.4	1.225	**4HA14+4HA16=14.19**
35X35	Durable	723.040	5.6	11.03	0.900	**8HA14=12.31**

Tableau V.14 : Les Armatures longitudinaux des poteaux.

d-Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous la sollicitation selon les règles CBA93.

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$ et $\sigma s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Section	N°	combinaison	$A_{choisit}$ (cm^2)	N_{ser} (kN)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
45X45	150	G+Q+Q_1	20.36	1128.274	5.3	15	**oui**
40X40	550	G+Q+Q_1	14.19	955.37	5.6	15	**oui**
35X35	442	G+Q+Q_1	12.31	528.256	4.0	15	**oui**

Tableau .V.10: Vérification des contraintes à l'ELS.

V.3.2-Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.
- Assure le confinement des aciers longitudinaux.

a-Calcul des armatures transversales :

a.1-Selon le CBA93 :

Le diamètre maximal et quantités des armatures :

- $\emptyset_t \geq \emptyset_\ell / 3$

L'espacement : **[CBA : ArtA.5.1.2.2]**

- St ≤ min (0.9d, 40cm)

La quantité d'armature et l'espacement transversaux doivent vérifier :

- $\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b_0}{f_{et(MPa)}} * 0.4$ **[CBA: ArtA.5.1.2.3]**

a.2-Selon le RPA99 version 2003 : [RPA : Art 7.4.2.2]

Les espacements maximaux comme suit :

- Dans la zone nodale : $St \leq 10cm \Longrightarrow$ en zone III.
- Dans la zone courante : $St \leq Min\ (b/2, h/2, 10\phi_l) \Rightarrow$ en zone III.

La quantité d'armatures transversales minimale $At/ (S_t*b)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($Øc_{heminées}$>12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

b-application des recommandations :

Les résultats en respectant ce qu'on a vu sont : f_e=400MPa

Section	$Ø_t$ (cm)	S_t(ZC) (cm)	S_t(ZN) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
45X45	8	15	10	**4HA8**
40X40	8	15	10	**4HA8**
35X35	8	15	10	**4HA8**

Tableau .V.11: Calcul d'armatures transversales ainsi que leurs espacements.

c-Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale At/St.b :

[RPA: Art 7.4.2.2]

- **Poteau 45x45 :** $\lambda_g=l_f/a=5.288$
  - dans la zone courante : St=15cm

$$\frac{A_t}{S_t * b} = 0.3\% > 0.3\%$$

  - dans la zone nodale : St=10cm

$$\frac{A_t}{S_t * b} = 0.446\% > 0.3\%$$

- **Poteau 40x40 :** $\lambda_g=l_f/a=5.95$
  - dans la zone courante : St=15cm

$$\frac{A_t}{S_t * b} = 0.335\% > 0.3\%$$

  - dans la zone nodale : St=10cm

$$\frac{A_t}{S_t * b} = 0.503\% > 0.3\%$$

- **Poteau 35x35 :** $\lambda_g = l_f/a = 6.46$
  - dans la zone courante : St=15cm

$$\frac{A_t}{S_t * b} = 0.383\% > 0.3\%$$

  - dans la zone nodale : St=10cm.

$$\frac{A_t}{S_t * b} = 0.574\% > 0.3\%$$

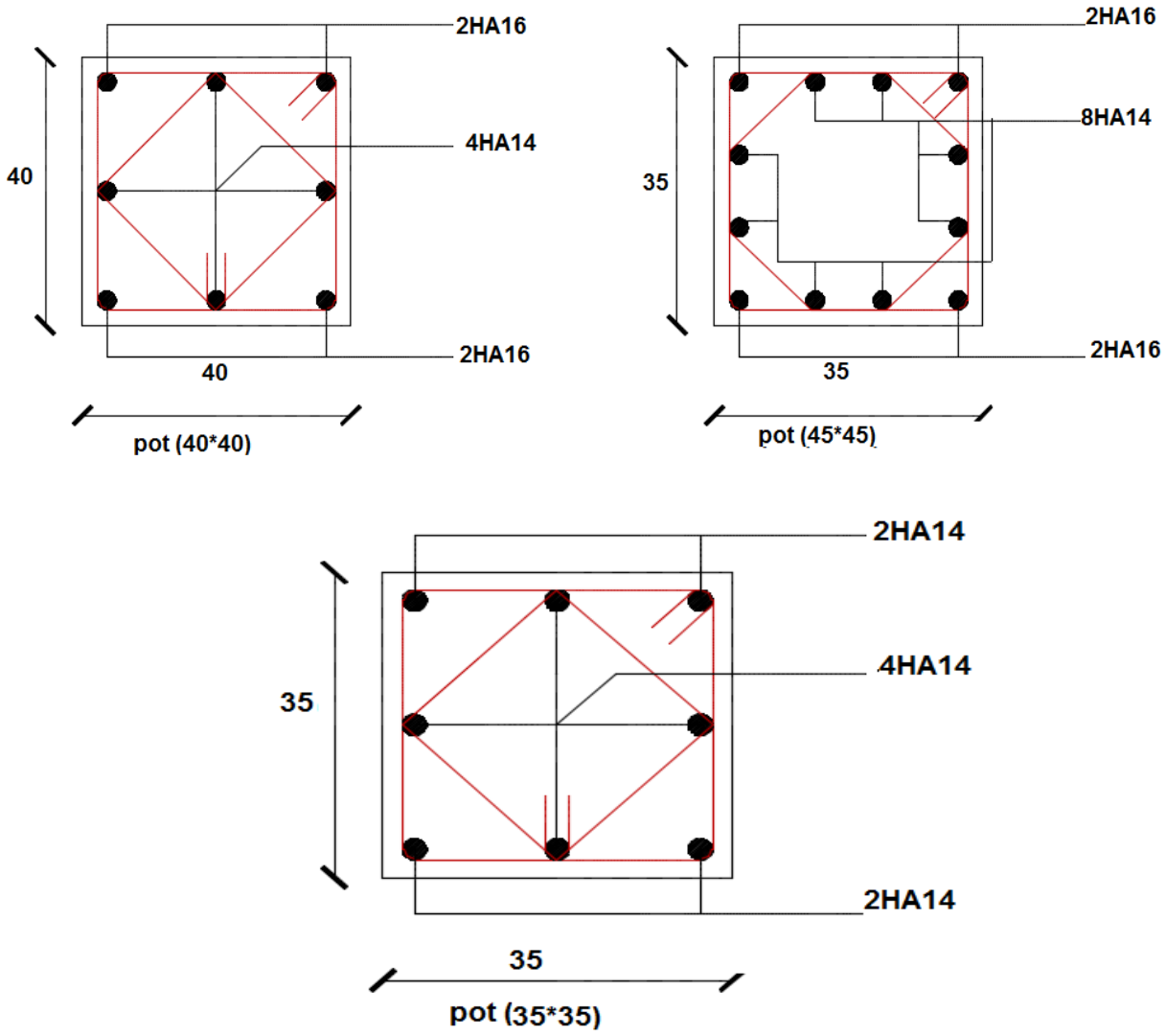


Figure V-4 : Ferraillages des poteaux.

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

V.4.1.Trumeau :

V.4.1.1.les armatures verticaux :

Détermination des armatures de résistance :

Le calcul se fera pour les deux cas extrêmes comme le calcul des poteaux :

- **1er cas :** N_{max} et son $M_{corres.}$
- **2eme cas :** M_{max} et son N_{corres}

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

voile	combinaison	cas	S	N	M	type	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}
V_1	G+Q+Edx	1er cas	27x490	2428.03	613.01	SPC	12.25	19.84	13.23
	G+Q+Edx	2eme cas		735.21	2647.57	SPC	8.64		

Tableau V.11: calcul des armateurs verticaux

On a A_{cal}(les deux cas) < A_{min}^{RPA},A_{min}^{CBA} **donc** A= A_{min}^{RPA}=19.84 cm²

	$A_{choisis}$ (cm²)	S_t (cm)
Voiles 1	10HA16=20.11	10

Tableau V.12: Armatures verticales dans les voiles.

Vérification à E.L.S :

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$ et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

niveau	voile	S	N	M	A_{adop}	σ_b	σ_s	verification
s.sol	V_1	27x490	411.76	1727.48	20.11	5.46	393.7	CV

Tableau V.13 : vérification des armatures a ELS des voiles.

V.4.2.2. Calcul des armateurs horizontaux :

niveau	voile	e	H	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	$\tau_u \geq \bar{\tau}_u$	$\varnothing_h$	S_h	A_{min}^{RPA}	choix	A final
s.sol	V_1	27	305	809.47	1.25	1.52	CV	12	15	13.57	2(18HA10)	2(14.12)

Tableau V.14: calcul des armateurs horizontaux.

V.4.2.3.Armatures transversales : [1] ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\varnothing_t$ est tel que $\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_v}{3}$, $\varnothing_v$ étant le diamètre des armatures verticales

2(maintenues par les épingles (tableau) :

A_t=0.01%L*h_e=0.01%*4.9*430=16.67cm² ⟹ 16.67*4=66épingles de Øt=HA8.

V.4.3.Les linteaux :

Niv (m)	Tmax KN	L (mm)	b (mm)	h (mm)	d (mm)	τ (Mpa)	τ_{adm} (Mpa)	$\tau > \tau_{adm}$
3.40	764.95	1200	2700	1800	1800	**2.45**	**1.5**	**Traction/compression**

Tableau .V.15: les sollicitations du calcul des linteaux.

Niv m	T max (kN)	α°	Ad (cm²)	Ad choisit (cm²)	AL (cm²)	AL choisit (cm²)	Ac (cm²)	Ac choisit (cm²)
3.40	764.95	55.56°	11.59	**8HA14=12.31**	7.29	**6HA14=9.23**	9.72	**14HA10=11/ S =15cm**

Tmax (kN)	M (kN.m)	AL(cm²)	At (cm²)	AL choisit (cm²)	At choisit (cm²)
764.95	517.11	7.29	1.01	**6HA14=9.23**	**2HA10=1.57/S=15 cm**

Tableau .V.17: Calcul des armatures des linteaux.

τ(Mpa)	0.025. fc28(Mpa)	τ>0.025.fc28	At(cm²)	At choisit (cm²)	S(cm)
2.45	0.63	**oui**	1.5	**2HA10=1.57**	**15**

Tableau .V.18: calcul les armatures transversales el leurs espacements.

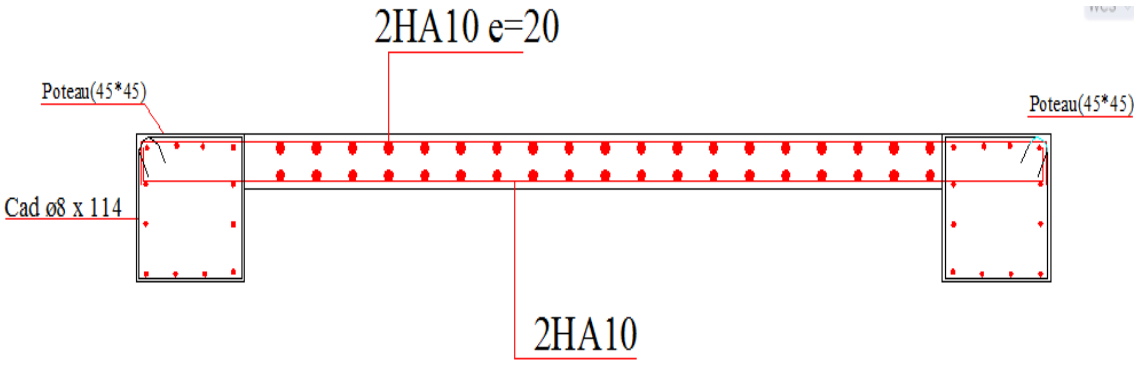


Figure V.5. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI.1. Introduction :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

a. Lorsque les couches de terrain sont capables de supporter l'ouvrage par une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

b. Lorsque les couches de terrain sont capable de supportée l'ouvrage par une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

Donc, le choix de type de fondation dépend de plusieurs critères :

Les charges et surcharges transmises par la structure.

La capacité portante du sol.

La distance entre les axes des poteaux.

c. 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 ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation ;
- La distance entre axes des poteaux ;

Etude préliminaire du choix de type de semelle :

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 2 bars pour une profondeur de 2.0 m par rapport au niveau fini du terrain d'assise après les travaux de terrassement effectués, selon le rapport de sol.

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et on opte pour le choix vérifié.

VI.2. Calcul des fondations :

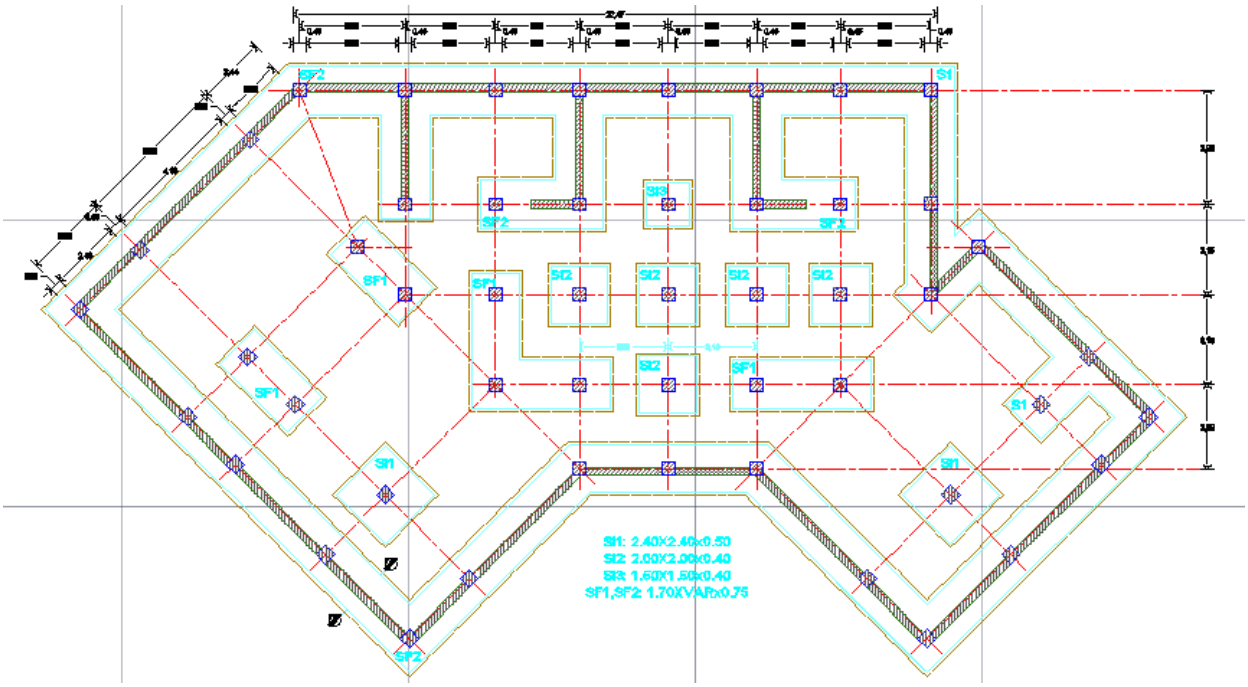


Figure VI.1 : schémas des semelles.

VI.2.1. Calcul des semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, on a l'effort normal N_{max} et le moment correspondant $M_{corr,}$ et moment M_{max} et l'effort normal correspondant N_{corr} ,le moment M_{max} étant faible les calculs ont donné une fondation de dimension faible par rapport aux $N_{max,}$ ce dernier a un moment négligeable ,on calculera les ferraillages avec N_{max} et M=0 .

VI.2.1.1.dimensionnement des semelles isolées :

On a des semelles isolées sous poteau carré : a = b $\Rightarrow$ A = B

$$\sigma \leq \sigma_{sol} \quad \text{Où:} \quad \sigma = \frac{N}{A^2} \Longrightarrow A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$$

On vérifiera du chevauchement entre les semelles isolée adjacente pour ne pas avoir de chevauchement il faut vérifier $\frac{1.5\ (A+A')}{2} \leq L$ avec : A=A' $\Longrightarrow$ L ≥ 1.5A.

Semelle	N(kN)	L(m)	A(m)	A choisie(m)	1.5*A	L ≥1.5*A
S1	1020.26	4.52	2.26	2.4	3.6	Oui
S2	753.8	3.19	1.94	2	3	Oui
S3	335.46	3.11	1.29	1.5	2.25	Oui

Tableau VI.1 : Le pré dimensionnement des semelles isolées avec vérification du chevauchement.

Semelle	A(m)	d(m)	e(m)	h(m)
S1	2,4	0,49	15	0.53
S2	2	0.39	15	0.22
S3	1,5	0.26	15	0.30

Tableau VI.2 : dimensionnement des semelles isolées.

b) Vérification de la capacité portante :

Il faut vérifier: $\sigma_m = \frac{N_{tot}}{B^2} \leq \sigma_{sol}$ Avec : $N_{tot} = N + P_{remblais} + P_{fondation}$

Semelle	N_{tot}	A^2	σ_m	σ_{sol}	$\sigma_m \leq \sigma_{sol}$
S1	1082.3	5.76	187.89	200	Oui
S2	796.61	4	199.15	200	Oui
S3	357.96	3	119.32	200	oui

Tableau VI.3 : Vérification de la capacité portante.

VI.2.1.2.Ferraillage :

Méthode de Bielle :

Semelle	N [kn]	A [m]	b [m]	d [m]	h [m]	A [cm²]	$A_{choisit}$ [cm²]	e [cm]	A_{rep} Cm²	s_t cm	$A_{rep.choisit}$ Cm²
S1	1396.47	2,4	0.45	0,49	0.53	19.96	18HA12 =20.36	15	1.44	14	4HA12 =4.52
S2	1033	2	0.45	0.39	0.22	14.75	10HA14 =15.38	15	**1**	22	2HA12 =2.26
S3	457.88	1,5	0.45	0.26	0.30	5.76	6HA12 =6.78	15	0.56	25	2HA12 =2.26

Tableau VI.4 : ferraillage de semelle isolé.

VI.3. Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles ;
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton ;
- Bon enrobage des armatures ;
- Non poinçonnement ;

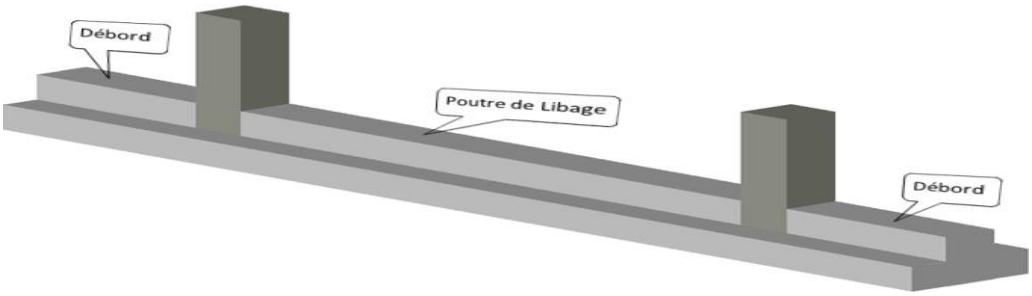


Figure VI.2.Schéma d'une semelle filante sous poteaux

VI.3.1. Semelles filantes sous deux poteaux :

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, on distingue : la semelle et la poutre de libage.

- La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal provenant du poteau.

- La poutre de libage travaille longitudinalement et supporte les efforts normaux provenant des poteaux, elle travaille comme une poutre continue (renversée) en flexion simple.

-Dans notre cas on a l'effort normal N_{max} et le moment correspondant M_{corr} et moment M_{max} ;et l'effort normal correspondant N_{corr} ,le moment M_{max} étant faible les calculs ont donné une fondation de dimension faible par rapport aux N_{max}, ce dernier a un moment négligeable ,on calculera les ferraillages avec N_{max} et M=0 .

VI.3.1.1. Dimensionnement :

On vérifiera du chevauchement entre deux semelles adjacente, pour ne pas avoir de chevauchement il faut vérifier $\frac{1.5\ (A+A')}{2} \leq L$ avec : A=A' $\Longrightarrow$ $L \geq 1.5A$.

Transversalement :

On calculera comme une semelle isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante avec :

$$A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b = \frac{2.51}{2} + 0.45 = 1.7m$$ Donc : A=1.7 m.

On détermine largeur de la semelle B :

$$\sigma = \frac{N}{A.B} \leq \sigma_{sol} \Longrightarrow B \geq \frac{N}{A.\sigma_{SOL}}$$

Semelle	N [KN]	b [m]	L [m]	A [m]	B [m]	1.5*A	L ≥1.5*A
Sf1	1111,4	0,45	3,19	1.7	3.3	2.55	Oui

Tableau VI.5 :pré dimensionnement de semelle filante avec vérification du chevauchement**.**

Semelle	B (m)	A(m)	d(m)	e(m)	h(m)
Sf1	3.3	1.7	0.71	15	0.75

Tableau VI.6 : dimensionnement de la semelle filante.

- **Vérification de la capacité portante :**

Il faut vérifier: $\sigma_m = \frac{N_{tot}}{A.B} \leq \sigma_{sol}$

Avec : $N_{tot} = N + P_{remblais} + P_{fondation}$

Semelle	N_{tot}	B (m)	A(m)	σ_m	σ_{sol}	$\sigma_m \leq \sigma_{sol}$
Sf1	189.82	3.3	1.7	189.82	200	Oui

Tableau VI.7 : Vérification de la capacité portante.

VI.3.1.2.Ferraillage :

Méthode de Bielle :

Semelle	N [kn]	B [m]	b [m]	d [m]	$A_{b.calculé}$ [cm²]	$A_{b.choisit}$ Cm²	A_{rep} Cm²	s_t cm	$A_{rep.choisit}$ Cm²	e cm
Sf1	1520,7	3.3	0,45	0,71	21.93	20HA12=22.62	1.4	16	4HA12=4.52	15

Tableau VI.8: ferraillage de semelle filante.

VI.3.1.3. Dimensionnement de la poutre de libage:

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 :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164200kN/m²).
- 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, $I = \frac{b.h_p^{\ 3}}{12}$.
- hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}}$$

Les poutres de libage (PL) sont les poutres correspondantes aux semelles filantes de largeur de 1m et hauteur de 25 cm.

	b (m)	**L (m)**	**h_p (m)**	**I (m^4)**	**l_e**	**$\frac{\pi}{2} l_e$ (m)**	**$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$**
P_L	0.45	2.51	1.6	0.14	1.99	3.12	oui

Tableau VI.9 : Dimensionnement de la poutre de libage .

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage on commence par déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- $\sum Ni$: la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage.

On obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m).

Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

	ΣNi (ELU) (kN)	ΣNi (ELS) (kN)	L (m)	q_u (KN /m^2)	q_{ser} (KN /m^2)
PL	1474.22	1064.92	3.64	405	292.56

Tableau VI.10: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

- **Calcul des moments :**

❖ **Aux appuis :**

- **À l'ELU:**

$$M_a = -\frac{q_u * (\ell'^2_w + \gamma * \ell'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}$$

- **À l'ELS :**

$$M_a = -\frac{q_{ser} * (\ell'^2_w + \gamma * \ell'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}$$

❖ **En travées :**

- **À l'ELU:**

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

- **À l'ELS:**

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

	ELU		ELS	
	M_a(kN.m)	M_t(kN.m)	M_a(Kn.m)	M_t(KN.m)
Pl	284.92	670.76	204.5	484.54

Tableau VI.11 : Détermination des moments de la poutre de libage

VI.3.1.3. Calcul du ferraillage de la poutre de libage:

- **Armatures longitudinales :**

❖ **Calcul à l'ELU:**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \; ; \quad \text{on a } \mu \leq \mu l = 0.392$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

		Mu (kN.m)	d (cm)	A (cm²)	A' (cm²)	Choix	montage
PL	**Travée**	670.76	1.52	12.68	0	**2(6HA12) =2(6.78)**	**6HA12**
	Appui	284.92	1.52	5.46	0	**6HA12=6.78**	**6HA12**

Tableau **VI.**12 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage.

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Pour une fissuration préjudiciable : [σb]= 15Mpa [σs]= 202Mpa.

		A_{ELU} (cm²)	M_{ser} (kN.m)	Σb (MPa)	[σb] (MPa)	σb ≤ [σb]
PL	**Travée**	13.56	484.54	14.16	15	oui
	Appui	6.78	204.5	14.16	15	oui

Tableau VI.13 : vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

Armatures transversales :

$$T_u = \frac{q_u.l}{2} \qquad \varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} \qquad \tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} \qquad \tau_u = \frac{737.1*10^3}{450*1520} = 1.08$$

Alors en adopte A_t **=1cm HA = cm²**

Espacement [1]

$$S_t \leq \min\left[20cm ; 15\varphi_l\right] = \min\left[20cm ; 37.5cm\right]$$

❖ **Zone nodale :**

- A_t = 6T10.
- S_t = 10cm.

❖ **Zone courante :**

- A_t = 6T10.
- S_t = 20cm.

VI.3.1.3. Armature de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 180 cm le CBA93 exige en plus des armatures longitudinales, des armatures de peau d'au mois 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Ap=3*1.56 = 4.68 cm², donc on adopte 5HA12=5.65cm².

VI.3.2. Semelles filantes sous voile :

VI.3.2.1.Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L} \; ; M = \frac{\sum M}{L}$$

Avec :

- ∑N : est la somme des efforts normaux.
- ∑M : est la somme des moments.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000 \,.\sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent du poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

	N_{ELS}/ml (kN)	B(m)	b (m)	L(m)	d(cm)	h (cm)
Sf2	843.79	4.3	0.45	5.2	96.29	99.29

Tableau VI.2.dimensionnement des semelles filantes SF1 sous voiles à l'ELS.

VI.3.2.2.Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et On a prit le résultat le plus favorable (le plus grand). Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions avec ses espacements sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

Armatures principales :

$$A = \frac{N\,(B-b)}{8\,.\,d\,.\,\sigma s} \quad \& \quad Esp = \frac{100}{n}$$

Avec :

n: étant le nombre de barres

Armatures de répartition :

$$Arép = \frac{A(cm^2)\,.\,B(m)}{4} \quad ; \quad Esp = \frac{B-2e-\phi}{(n-1)}$$

Avec :

[σs]= 400MPa à l'ELA : en situation durable.

[σs] = 202MPa à l'ELS.

	Na (kN/ml)	d (m)	A_b (cm^2)	A choisit (cm^2)	Esp (cm)
Sf2	411.763	0.962	28.66	10HA20=31.41	8

Tableau VI.3 : Armatures principales des semelles filantes.

	A répartition (cm^2)	A choisit (cm^2)	Esp (cm)
Sf2	30.80	10HA20=31.41	8

Tableau VI.4 : Armatures de répartition des semelles filantes.

	A a finale (cm^2)	A rep finale (cm^2)	S_a (cm)	S rep (cm)
Sf2	31.41	31.41	8	8

Tableau VI.5 : le ferraillage final des filantes Sf1 sous voiles.

VI.4.Les longrines :

VI.4.1-Pré-dimensionnement : [RPA : Art 10.1.1] :

Pour un sol de fondation de catégorie ''S_3'', les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25x 30) cm^2.

On opte pour la section de (30 x 30) cm^2.

VI.4.2-Sollicitations :[RPA : Art 10.1.1] :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à :

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{1543.49}{10} = 154.35\ kN$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1128.27}{10} = 112.83\ kN$$

Avec :

N : effort à la base du poteau le plus sollicité.

α=10 : coefficient de site en fonction de la zone sismique.

VI.5.3-Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

a.à l'état limite ultime.

Les armatures longitudinales sont données par:

$A_u = \frac{Fu}{\sigma_s}$ *Où :* $F_u = 154.35$ kN

Alors : $A_u = \frac{154.35.10^3}{348} = 4.43cm^2$

b. condition de non fragilité.

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 : $A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$

Alors : $A \geq \frac{(30*30)*2.1}{400} \Rightarrow A \geq 4.73cm^2$

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B : **[RPA : Art 10.1.1]**

$$A_{min} = \frac{0,6b.h}{100} = \frac{0,6*30*30}{100} = 5.40cm^2$$

Donc on adopte : **A=6HA12=6.78cm²**

c. vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$F_{ser} = 125.72$kN

Alors :

$$\sigma s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{112.83*10^3}{678} = 166.42 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \quad \text{oui}$$

d. Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par RPA qui doit être inférieur au Min (20 cm ; $15\Phi_\ell$).

d.1-section :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4\text{mm}$$

On adopter $\varphi_t = 8mm$

A_t = 4HA8= 2.01cm²

D.2-Espasement:

$$S_t = \min\left[20cm;15\varphi_l\right] = \min\left[20cm;18cm\right]$$

On adopter**S_t = 15cm.**

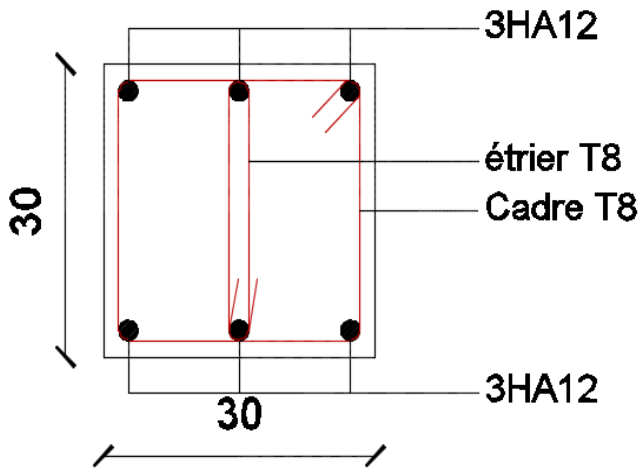


Figure VI.3 **: Ferraillage des longrines.**

V.5. FERRAILLAGE DES VOILES PERIPHERIQUES:

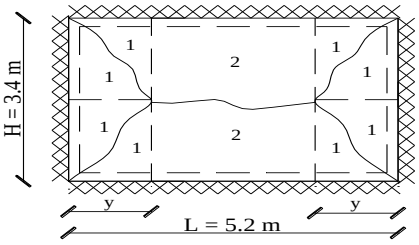
Au niveau de l'entre sol et du sous sol, on a un voile périphérique continu, entre le niveau des fondations et le niveau de base, il constitue une vraie boite rigide, ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous:

- Epaisseur ≥ 15cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

V.5.1.Hypothèse de calcul:

Le voile est sollicité en flexion simple, sous l'effet de poussé des terres seulement, dans notre cas le panneau est vertical, la terre est pleine et horizontale, et le frottement entre le voile et le remblai est négligeable.

V.5.2.Méthode de calcul:



La poussé horizontale est due au poids des terres:

$$P = \frac{1}{2} k_a \gamma . H^2$$

γ: poids volumique des terres.

H: hauteur du voile.

k_a: coefficient de poussée : $k_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

Φ: angle de frottement interne.

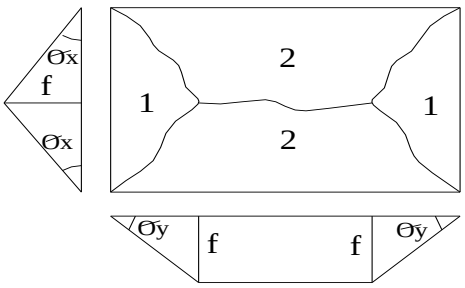
V.5.2.1. Principe de travail virtuel:

On a : $\sum T_{ext} = \sum T_{int}$

- **Travail externe:**

$$T_{ext} = 2T_{ext}^1 + 2T_{ext}^2 + 4T_{ext}^3 \; ; \; T_{ext}^1 = \frac{1}{6} P.y.H.f = 0.57\, P.f.y \; ; T_{ext}^2 = P.H.(L - 2y)\frac{f}{4} = P.f(4.17 - 1.7y)$$

$$T_{ext}^3 = \frac{1}{12} P.y.H.f = 0.28\, P.f.y$$



Donc, on a : $T_{ext} = (8.33 - 1.13y)P.f$

- **Travail intérieur:**

$$T_{int} = 2T_{int}^1 + 2T_{int}^2$$

$$T_{int}^1 = M_y(3.4)\theta_y = M_y(3.4).f / y \; ; T_{int}^2 = 2M_x(L/H)f = 2.88 M_x.f$$

$M_x = M_y = M$

$$T_{int} = \left(\frac{6.4}{y} + 5.77\right)Mf$$

$$T_{ext} = T_{int} \Rightarrow (8.33 - 1.13y)P.f = \left(\frac{6.4}{y} + 5.77\right)Mf$$

$$P = \frac{\left(\frac{6.4}{y} + 5.77\right)}{8.33 - 1.13y} M \Rightarrow M = \frac{8.33 - 1.13y}{\left(\frac{6.4}{y} + 5.77\right)} P$$

- **Position de la ligne de rupture:**

$$\frac{dP}{dy} = 0 \Rightarrow M = 0.64P$$

A l'E.L.U le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

$$M = 0.64 \times 33.76 = 21.60\ kN.m.$$

V.5.2.2.Calcul du ferraillage:

$M_t = M = 21.60$ kN.m.

$M_a = 0.5\ M = 10.80$ kN.m.

En travée:

b = 100 cm ; h = 15 cm ; d = 13 cm

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b . b . d^2} = \frac{21.60 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times (13)^2} = 0.09$$

$$\mu = 0.09 \Rightarrow \beta = 0.953$$

$$\Rightarrow A = \frac{M}{\overline{\sigma}_s \beta d} = \frac{21.60 \times 10^3}{348 \times 0.953 \times 13} = 5.01\ cm^2$$

On choisit : **A = 7HA 10 = 5.49 cm²** avec : **esp = 15 cm**.

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.1\%S \Rightarrow A_{min} = 1.5\ cm^2$$

A = 5.49 cm² >1 .5cm² **(C.V).**

Vérification de l'espacement:

$$S_t = 20\ cm \leq \min\left[3.h\ ;\ 33\ cm\right] = 33\ cm$$

Armatures de répartition: $A_t \geq \frac{A}{4}$

$A_t = 1.37$ cm².

On choisit : **A_t = 4 HA8 = 2.01 cm².**

Vérification de l'espacement:

$$S_t = 25\ cm \leq \overline{S}_t = \min\left[4.h\ ;\ 45\ cm\right] = 45\ cm.$$

Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = 0.07\frac{f_{c28}}{1.5} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16\,MPa$$

On doit vérifier que:

Avec: $P_m=(2/3)P=(2/3)33.76=22.51kN/ml$

Où : $V_x = \frac{P_m.L_x.L_y}{2L_y + L_x} = 27.40kN$ et : $V_y = \frac{P.L_x.L_y}{3L_y} = 24.62kN$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{27.40 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.21\,MPa$$

D'où alors

$$\tau_u = 0.21\,MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa : \text{.....}\textbf{(C.V)}$$

Donc, seul le béton qui peut reprendre l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires , on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99 version 2003.de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant toute notre formation universitaire.

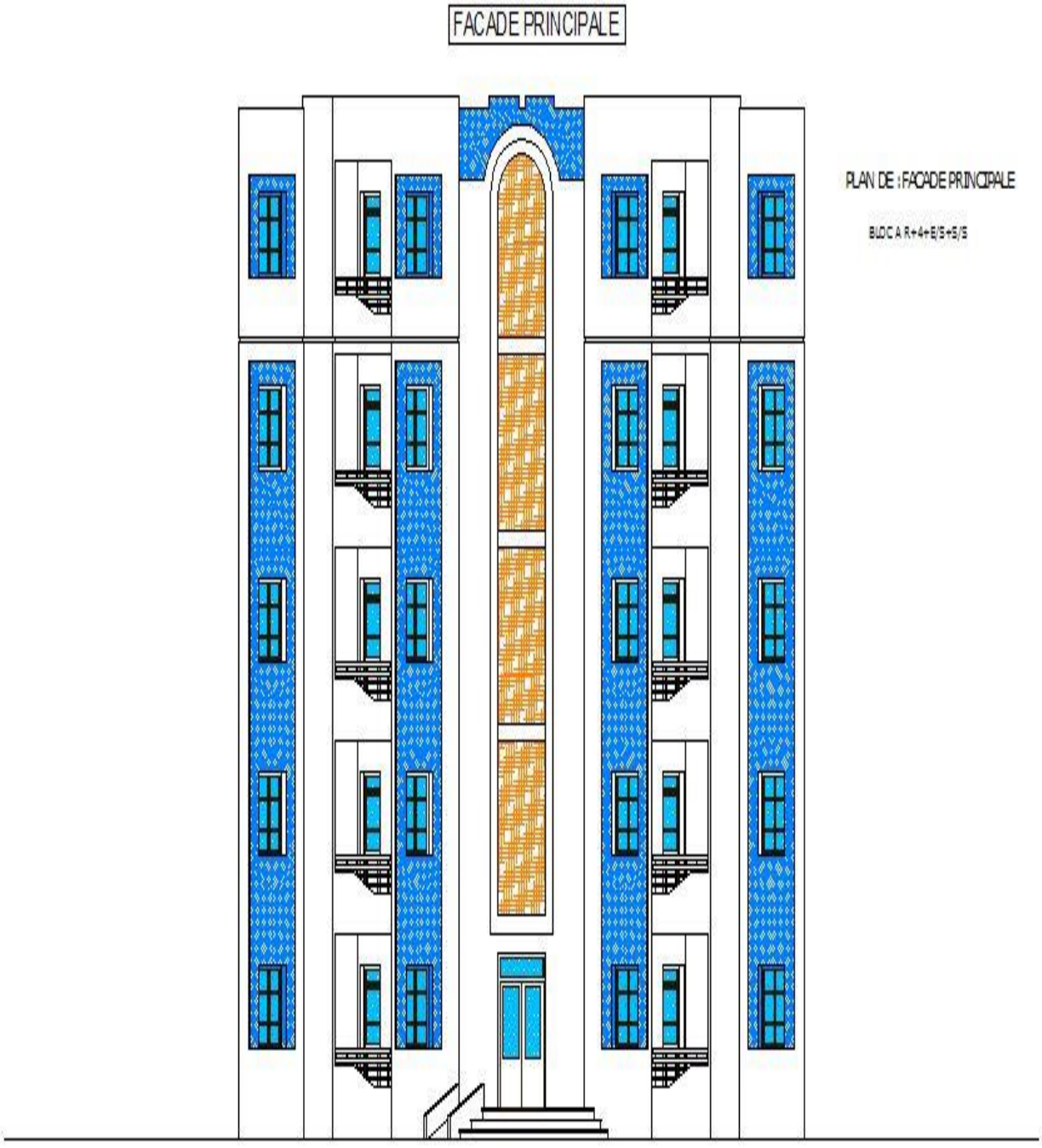
Pour la structure étudiée, une ossature de portiques contreventés par voiles a été exigée par le règlement parasismique Algérien. Cette ossature, soumise aux charges de services et sismique montre bien qu'elle est tout à fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction et de réalisation.

Enfin, 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 qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

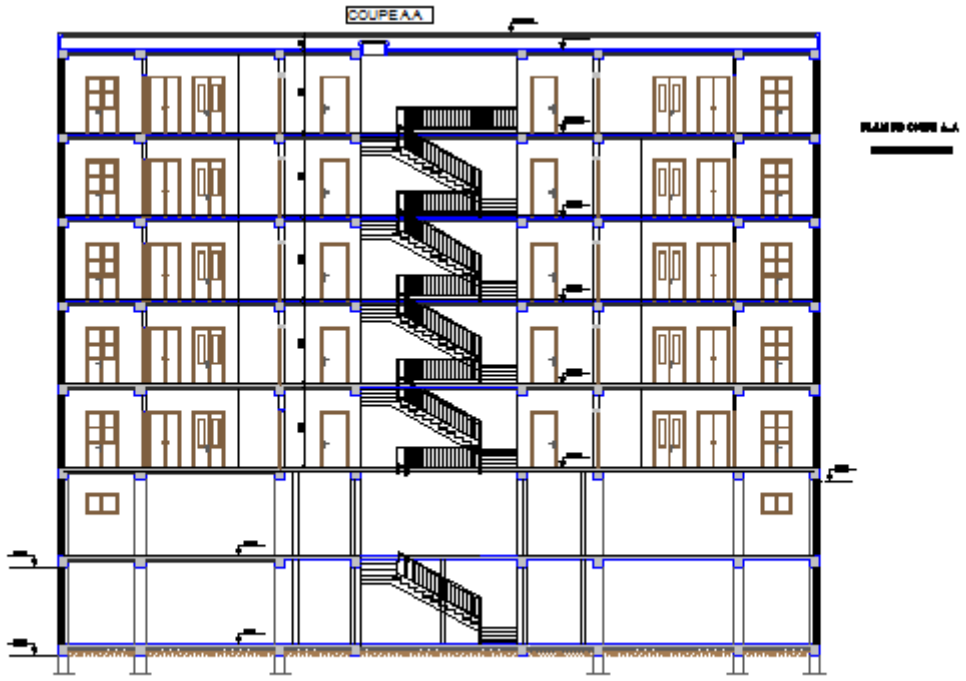
Parallèlement, nous avons fait de notre mieux pour respecter les principaux critères admis, à savoir : La sécurité, la résistance, la fonction, l'économie et l'esthétique.



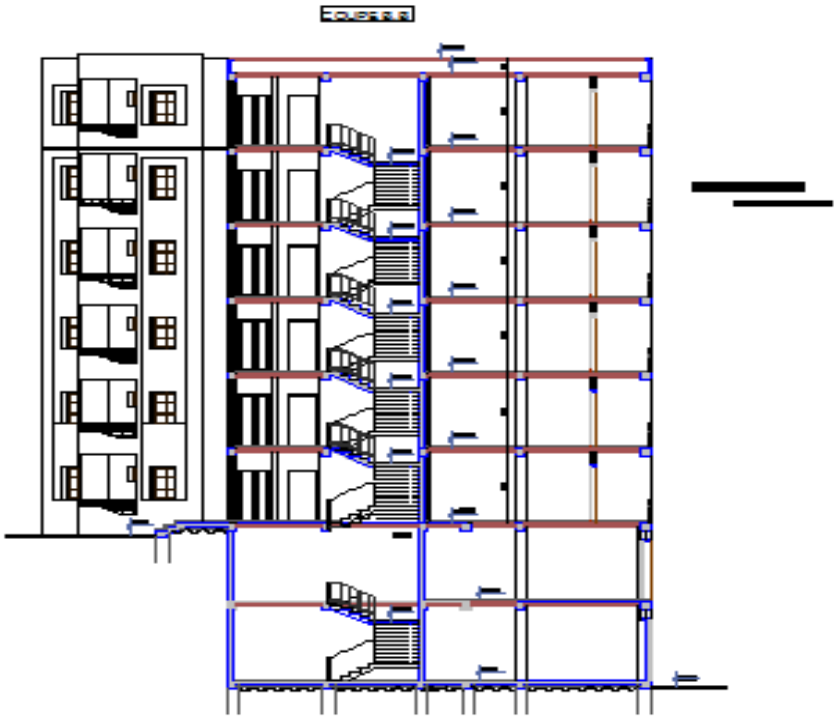
Façade postérieure



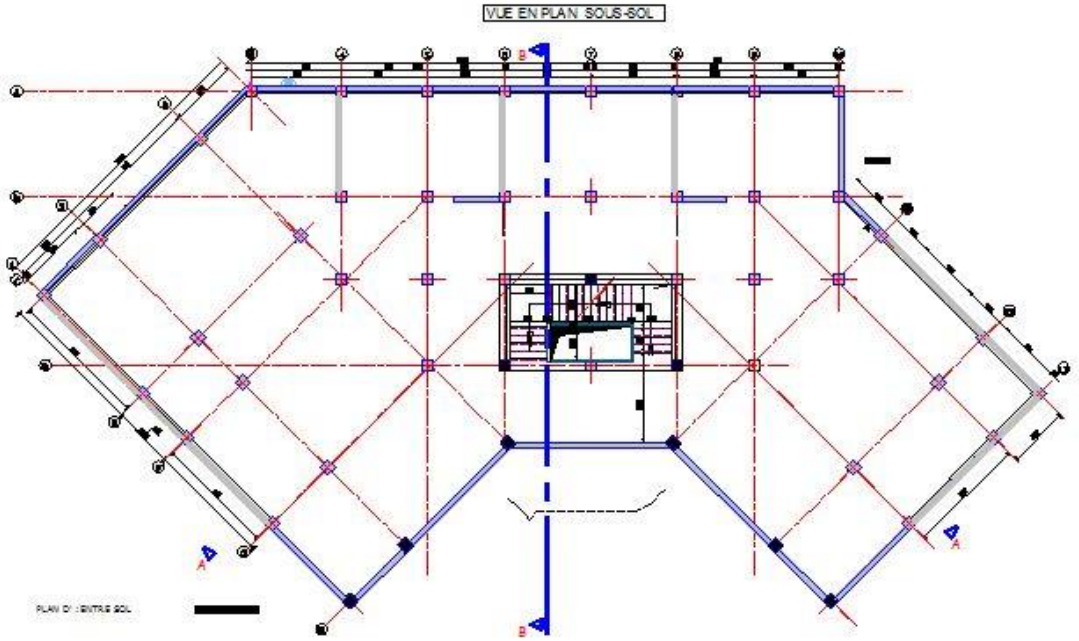
Façade principale



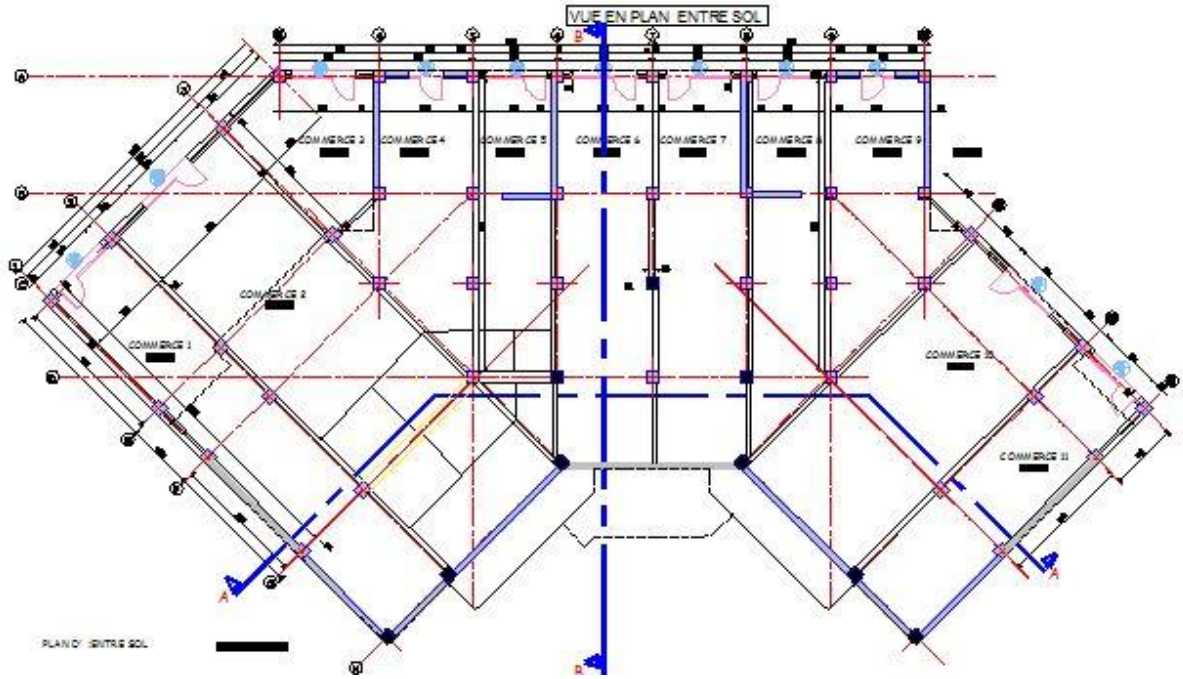
Coupe A-A



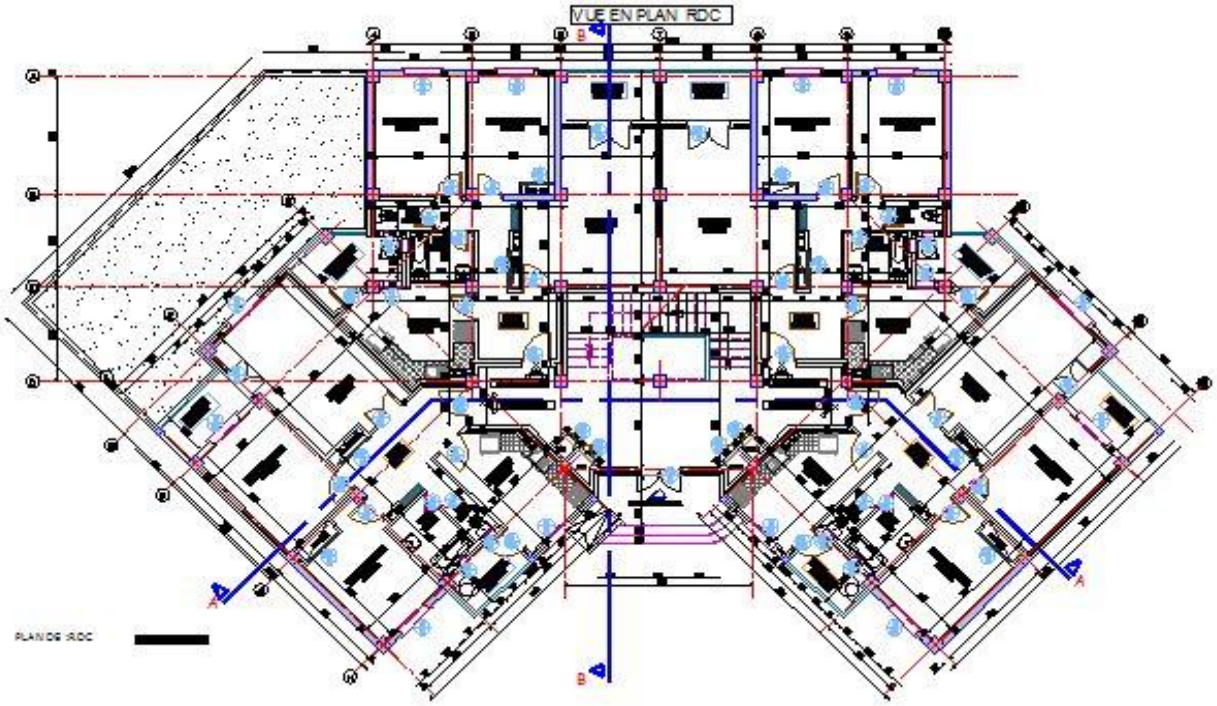
Coupe B-B



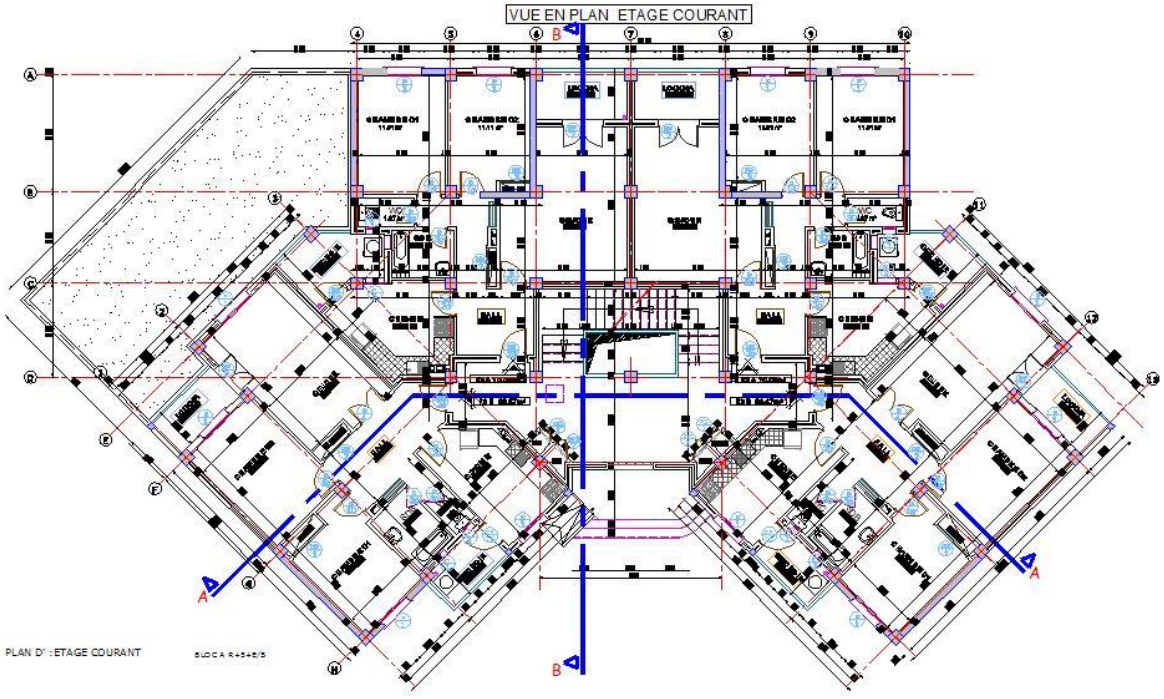
Vue en plan sous-sol



Vue en plan entre-sol



Vue en plan RDC



Vue en plan étage courant

Références bibliographiques

Documents réglementaires:

- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé C.B.A.93.
- ❖ Règles Parasismiques Algériennes R.P.A.99.
- ❖ Charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Manuel techniques:

- ❖ Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.
- ❖ Cours de formation.

Logiciels:

- ✓ SAP 2000 version 19.2.2
- ✓ Auto-CAD 2010
- ✓ Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.