REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ YAHIA FARÈS DE MÉDÉA

DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL



THÈME

Etude d'un bâtiment à usage multiples (Entre-sol+RDC+6 étages)

POUR
MASTER EN GÉNIE CIVIL OPTION STRUCTURES

PRÉPARÉ PAR :

GUETTAIA SIDALI OUSSAMA

OULD MADJBER MAHIEDDINE

DIRIGÉ PAR :

Pr. BOUKENDAKDJI Otmane

PROMOTION: 2023




بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciements

Au terme de ce travail nous tenons à faire louange à « ALLAH » qui nous a donné la force d'achever cette réalisation.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur : **Pr. BOUKENDAKDJI.O** pour ses Conseils et son aide précieuse.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de génie civil qui nous ont offert tout se savoir.

Nous remercions également monsieur ingénieure **HAOUI AYOUB** Pour les diverses guides et conseils enrichissants.

Nos gratitudes à tous les membres de jury qui nous ont font l'honneur de juger notre travail.

Nous n'oublions pas nos parents et nos familles pour leur contribution, leur soutien et Leur patience.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et amis, qui nous ont toujours soutenus et encouragés au cours de la réalisation de ce mémoire

Dédicace

Au terme de ce travail nous tenons à faire louange à
« Allah » qui nous a donné la force et la patience pour achever
Cette réalisation.
Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :
Á celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon cœur,
" ma mère ".
Á celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage,
A l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur,
" mon père ".
Et à mes grands-mères, Yamna et Al-aimchiya et Maziya, et mes grands-pères El arbi et Nadji que Dieu ait pitié d'elles, qui ont souhaité vivre ce beau moment avec moi.
Á Mes frères : Billal et Ayoub et mes sœurs Hiba et Mariem.
Á ma famille : Yacine, Salah, Ishak, Karim, Abdou, Aymen, Karim.
Et toute la famille "GUETTAIA".
Á mes chers amis :
Yazid, A'mhamed, Younes, Sidali, Mohamed, Ali, Mahfoud, Wail, Ahmed billal, Ibtihal, Mounir, Saad, Youcef.
À tous mes amis.
Á mon binôme Mahieddine, et toute la promotion 2023

« Guettaia Sidali Oussama »

Au terme de ce travail nous tenons à faire louange à « Allah » qui nous a donné la force et la patience pour achever cette réalisation.

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

Á celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur,

" mon encadreur Monsieur BOUKENDAKDJI Otmane ".

Á celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon cœur, " ma mère ".

Á celle qui est tout jours à mes cotes ma chère épouse.

Á mes frères, à mes sœurs et toute la famille "OULD MEDJEBER ".

Á mes Cousins : Mohamed rayas, Abdeslam ould khaoua.

Á mes chers amis :

Ahmed billel, Wail, Walid, Mohamed, Ishak, Adel

Á mon binôme Sidali, et toute la promotion 2023

« Ould medjeber mahieddine »

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة (طابق تحت الأرض + طابق أرضي+ 6 طوابق) ذات استعمال سكني وتجاري والمقرر بناؤها في بلدية أم الجليل ولاية المدية المصنفة ضمن منطقة ذات زلزال متوسط **(IIa)**.

مقاومة البناية لكل الحمولات الأفقية محققة بواسطة نظام الأعمدة والجدران المسلحة.

قياس الأبعاد والتسليح بالفولاذ لكل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر

- قانون الخرسانة المسلحة **(CBA93)**.
- القواعد الجزائرية المضادة للزلزال **(RPA V2003)**.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية باستعمال برنامج تحليل الهياكل **(ROBOT ANLYSIS 2017)**.

وفي الأخير درسنا البنية التحتية للبناية بحساب الأساسات.

الكلمات المفتاحية: مبنى / طابق / السطح / درج / معامل التسارع / التسليح.

RESUME

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en Entresol+ RDC+6étages, à usage habitation, dépôt et commercial. Il est implanté à commune d'OUM EL DJALIL wilaya de MEDEA. Cette région est classée en zone moyenne sismique **(IIa)** selon le **RPA99 version 2003**.

La résistance de la structure aux charges horizontales est assurée par un système de Contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé. Et Le dimensionnement de tous les éléments résistants sont établis conformément aux Règlements Algériens en vigueur (**CBA93 et RPA99 version2003**).

L'analyse sismique de la structure a été menée par la méthode numérique basée Sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel (**ROBOT ANALYSIS 2017)**

Finalement nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Les mots clé : Bâtiment / Etage / Planche / Escalier / Coefficient d'accélération / Ferraillage.

ABSTRACT

This project deals with the study of a building with betweenground, ground floor and 6 floors in the city of OUM EL DJALIL **;** this is classified in a middle seismicity region (**IIa**) according to the Algerian seismic rules **RPA99 version2003.**

The resistance of structure to horizontals loads assured by a system (columns and shear walls). And The measurements and the design of reinforcement of all elements were according with the Algerian standards (**CBA93 and RPA99 version 2003).**

The seismic analysis has been realized by the numerical method based on finite elements method, using the program **(ROBOT ANALYSIS 2017).**

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

Key words: building / floor / board / staire / Acceleration coefficient / reinforcement.

Sommaire

CHAPITRE 01: Presentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage 1

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage 1

I.3. Structure de l'ouvrage 1

I.3.1. Système de contreventement 1

I.3.2. Planchers 1

I.3.3. Maçonnerie 2

I.3.4. Revêtements 2

I.3.5. L'acrotère 2

I.3.6. Escaliers 2

I.3.7. Balcon 2

I.3.8. Infrastructure 2

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux 2

I.4.1. Béton 2

I.4.2. Acier 3

I.4.2.b Module d'élasticité longitudinale de l'acier [Art A.2.2.1] 3

I.5. Conclusion 4

CHAPITRE 02: Pré-dimensionnement des éléments structurents

II.1. Introduction 5

II.2. Pré-dimensionnement des planchers 5

II.2.1. Plancher à corps creux 5

II.2.2. Dalle pleine 6

II.2.2.a. Critère de résistance 6

II.2.2.b. Sécurité contre l'incendie 6

II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations 7

II.3.A. Charges permanentes 7

II.3. A.1. Maçonnerie 7

III.3. A.2. Plancher à corps creux 7
II.3. A.3. Plancher à dalles plaines 8
II.3.B. Charges d'exploitation 9
II.4. Pré-dimensionnement des poutres 9
II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres principales et secondaires 10
II.5. Pré-dimensionnement des poteaux 10
II.5.1. Etapes de pré dimensionnement 11
II.5.2. Calcul de la longueur de flambement Lf 11
II.5.3. Calcul de l'effort N_{adm} 12
II.5.4. Le choix de poteau le plus sollicité (C - 3) 12
II.5.5. Descente des charges [Art 6.3] 12
II.5.5.a Surcharges d'exploitation 13
II.5.5.b. Détermination des charges permanentes 13
II.5.6. Vérification selon RPA99 version 2003 [Art 7.4.1] 14
II.5.7. Vérification aux zones nodales [Art 7.5.1] 14
II.6. Pré dimensionnement des voiles [Art 7.7.1] 14
II.7. Conclusion 15

CHAPITRE 03: Calcule des elements secondaire

III.1. Introduction 16
III.2. L'acrotère 16
III.2.1. Introduction 16
III.2.2. Principe de calcul 16
III.2.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation 17
III.2.4. Calcul de ferraillage 17
III.2.4.1. A'E.L.U 17
III.2.4.2. Vérification à l'ELS 17
III.2.5. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton 18
III.3. Calcul des planchers 19
III.3.1. La dalle de compression 19
III.3.2. Calcul des poutrelles 20

III.3.2.1. Calcul avant coulage 21
III.3.2.2. Calcul après coulage 22
III.4. Les escaliers 26
III.4.1. Introduction 26
III.4.2. Définition des éléments d'un escalier 26
III.4.3. Les déférents types d'escaliers 27
III.4.3.1. Escalier droite à deux volets 27
III.4.3.2. Pré dimensionnement 27
III.4.3.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations 28
III.4.3.4. Combinaison des charges 28
III.4.3.5. Détermination des efforts [Art 7.2.1] 28
III.4.3.6. Ferraillage 29
III.4.3.7. Vérification des contraintes à l'état limite de service [Art A.4.1.5.3] 30
III.4.3.8. Vérification de la flèche [Art B 6.8.4.2.4] 30
III.4.4. Calcul de la poutre palière 31
III.4.4.1. Pré dimensionnement 31
III.4.4.2. Vérification des prescriptions du RPA 99 V 2003 31
III.4.4.3. Evaluation des charges 31
III.4.4.4. Ferraillage de Poutre palière 32
III.4.4.5. Vérification des contraintes à l'ELS 33
III.4.4.6. Vérification de l'effort tranchant 33
III.4.4.7. Armatures transversales 33
III.4.4.8. Vérification solen RPA 99 V 2003 [Art 7.5.2.1] 33
III.4.4.9. Vérification de compression dans la bielle de béton 33
III.4.4.10. Vérification au voisinage de l'appui 34
III.4.4.11. Vérification de la flèche 34
III.5. Les dalles pleines 34
III.5.1. Définition 34
III.5.2 Principe de calcule 35
III.5.3 Les déférents types des dalles pleines 35
III.5.3.1 1er type : (dalle reposant sur 3 appuis) 35

III.5.3.2.2^{eme} type : (dalle reposant sur 4 appuis) 36
III.5.4. Calcul du ferraillage 37
III.5.5 Vérification A L'ELS 37
III.5.6 Vérification de l'Espacement 38
III.5.7 Vérification de l'effort tranchant 38
III.5.8 Vérification de la flèche 38

CHAPITRE 04: Etude dynamique

IV.1. Introduction 39
IV.2. Critères de classification par RPA 99 version 2003 39
IV.2.1. Classification des zones sismiques [Art 3.1] 39
IV.2.2. Classification des ouvrages selon leur importance [Art 3.2] 39
IV.2.3. Classification de site [Art 3.3] 39
IV.3. Caractéristiques géométriques de la structure 39
IV.3.1. Centre de masse 40
IV.3.2. Centre de torsion 40
IV.3.3. Disposition du voile 42
IV.3.3.1. Voile périphérique (partie Entresol) 42
IV.3.3.2. Proposition de la disposition des voiles des contreventements 43
IV.3.3.3. Calcul de centre de masse et centre de torsion 43
IV.3.4. Calcul d'excentricité [Art 3.5.1.a] 45
IV.3.4.1. Excentricité admissible 45
IV.3.4.2. Excentricité théorique (statique) 45
IV.3.4.3. Excentricité accidentelle [Art 4.2.7] 46
IV.4. Choix de la méthode de calcul 46
IV.4.1. Introduction 46
IV.4.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente [Art 4.1.2] 47
IV.4.3. Méthode dynamique modale spectrale 47
IV.4.3.1. Principe 47
IV.4.3.2. Modélisation 47
IV.4.3.3. Le spectre de réponse de calcul 47

IV.5. Résultats de l'analyse dynamique 49
IV.5.1. Vérification de comportement pour les trois premiers modes 49
IV.5.2. Vérification de participation massique 50
IV.5.3. Vérification de force sismique à la base 51
IV.5.3.1. Calcul de la force sismique totale [Art 4.2.3] 51
IV.5.4. Vérification de la stabilité au renversement 52
IV.5.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques [Art 4.4.1] 52
IV.5.5. Vérification du déplacement inter-étages 54
IV.5.6. Vérification de cisaillement des éléments 55
IV.5.6.1. Les poutres 55
IV.5.6.1. Les voiles 55
IV.5.7. Vérification de l'effort normal réduit à la base [Art 7.1.3.3] 56
IV.5.8. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ 57
IV.6. Conclusion 58

CHAPITRE 05: Ferraillage des éléments résistants

V.1.Introduction 59
V.2. Ferraillage des poutres 59
V.2.1. Introduction 59
V.2.2. Recommandations du RPA99 59
V.2.2.1. Armatures longitudinales 59
V.2.2.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires 60
V.2.3 Vérification des poutres selon les conditions RPA2003 et CBA93 60
V.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS 61
V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants 61
V.2.6. Calcul des armatures transversales 62
V.2.7. Vérification de la flèche 62
V.2.8. Schémas des armatures des poutres 63
V.3.Ferraillage des poteaux 64
V.3.1. Introduction 64
V.3.2. Détermination des armatures longitudinales 64

V.3.3. Détermination des armatures à l'ELU de résistance 65
V.3.4. Vérification selon le RPA et CBA 65
V.3.5. Vérification des contraintes à l'ELS 65
V.3.6. Détermination des armatures transversales 66
V.3.6.1. Calcul de la contrainte de cisaillement **τu** 66
V.3.6.2. Contrainte tangente admissible $\bar{\tau u}$ 66
V.3.6.3. Calcul des armatures transversales 66
V.3.7. Schémas des armatures des poteaux 67
V.4. Ferraillage des voiles 67
V.4.1. Les voiles pleins 68
V.4.1.1. Les armatures verticales 68
V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS et à l'ELU 68
V.4.1.3. Armatures horizontales.....69
V.4.1.4. Armatures transversales 69
V.4.1.5. Schémas des voiles 70
V.6. Conclusion 71

CHAPITRE 06: Calcul des fondations

VI.1. Introduction..... 72
VI.2. Types de fondations..... 72
VI.3. Caractéristiques du sol..... 72
VI.4. Choix du type de fondations 73
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau 73
VI.4.1.1. Méthode de calcul 73
VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles..... 74
VI.4.1.3. Ferraillage des semelles isolées 74
VI.4.1.4. Vérification de la stabilité au renversement..... 75
VI.4.1.5. Vérification de poinçonnement..... 75
VI.4.2. Semelle filante 75
VI.4.2.1. Semelle filante sous plusieurs poteaux 76
VI.4.2.2. Semelle filante sous un voile 76
VI.4.2.3. Vérification de $\Sigma\sigma ser < \bar{\sigma}sol$ 76

VI.4.2.4. Ferraillage des Semelles filantes 77
VI.5. Poutre de Libage 78
VI.5.1. Calcul des armatures longitudinales 79
VI.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS 79
VI.5.3. Vérification du cisaillement de la poutre de libage [CBA 91 Art.5.2.4.2] 79
VI.5.4. Armatures transversales 79
VI.5.5. Armatures de peau selon [CBA93 Art.7.3] 80
VI.6. Les longrines 81
VI.6.1. Introduction 81
VI.6.2. Pré dimensionnement 81
VI.6.3. Détermination des sollicitations [Art.10.1.1.b] 81
VI.6.4. Calcul du ferraillage 81
VI.6.5. Recommandation des règlements 82
VI.6.6. Vérification des contraintes à l'ELS [Art.A.4.5.3] 82
VI.7. Etude de voile périphérique 83
VI.7.1. Dimensionnement 83
VI.7.2. Détermination des sollicitations 83
VI.7.3. Méthode de calcul 83
VI.7.4. Calcul des moments 84
VI.7.4.1. Méthodes de la ligne des ruptures 84
VI.7.5. Calcul du ferraillage 85
VI.7.6. Vérification A l'E.l.S 85
VI.7.7. Vérification de l'Espacement 85
VI.7.8. Vérification de la flèche 85
VI.7.9. Vérification de l'effort tranchant 86

Liste des Figures

CHAPITRE 01: Presentation de l'ouvrage

Aucun

CHAPITRE 02: Pré-dimensionnement des éléments structurent

Figure II.1: Coupe du plancher à corps creux 6
Figure II.2. Dimensionnement de forme de pente 7
Figure II.3. Le poteau le plus sollicité (C - 4) 12

CHAPITRE 03: Calcule des elements secondaire

Figure III.1. L'acrotère 16
Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère 16
Figure III.3. Ferraillage de l'acrotère 18
Figure III.4.Disposition des armatures de la table de compression 20
Figure III.5. Cas le plus défavorable de poutrelle 2 travée (plancher terrasse) 22
Figure III.6. Diagramme des moments et l'effort tranchante (ELU) 23
Figure III.7. Diagramme des moments (ELS) 23
Figure III.8. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages 24
Figure III.9. Ferraillage des poutrelles 25
Figure III.10. Représentation d'un escalier 26
Figure III.11. Schéma de l'escalier 27
Figure III.12. Schéma statique de l'escalier 27
Figure III.13. Schéma statique d'escalier à ELU et à ELS 28
Figure III.14. Dimensionnement de la poutre palière. 31
Figure III.15. Diagramme de moment (ELU) 32
Figure III.16. Diagramme de moment (ELS) 32
Figure III.17. Diagramme de l'effort tranchant (ELU) 32
Figure III.18. Ferraillage de la poutre palière 34
Figure III.19. Dalle pleine triangulaire reposant sur 3 appuis (type 1) 35
Figure III.20. Dalle pleine rectangulaire reposant sur 4 appuis (type 2) 36

CHAPITRE 04: Etude dynamique

Figure IV.1. Inerties des voiles et des poteaux 42
Figure IV.2. La disposition des voiles périphérique (partie Entresol) 42
Figure IV.3. Disposition des voiles 43
Figure IV.4. La position du centre de masse et centre de torsion 44
Figure IV.5. La position du centre de masse et centre de torsion 45
Figure IV.6. Distribution sous charges vertical et charges horizontales 48
Figure IV.7. Les forces agissent sur la stabilité au renversement 51
Figure IV.8. La distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage. 53

CHAPITRE 05: Ferraillage des éléments résistants

Figure V.1. Disposition des armatures des poutres principales (30x45) 63
Figure V.2. Disposition des armatures des poutres principales (Voile) (30x45) 63
Figure V.3. Disposition des armatures des poutres secondaire (30x35) 63
Figure V.4. Disposition des armatures des poutres secondaire (Voile) (30x35) 64
Figure V.5. Disposition des armatures des chinages (30x30) 64
Figure V.6. Définition de la zone nodale dans les poteaux. 64
Figure V.7. Disposition des armatures dans les poteaux 67
Figure V.8. Disposition des voiles 67
Figure V.9. Les armatures transversales et les épingles des voiles 70
Figure V.10. Disposition des armatures dans les voiles 71

CHAPITRE 06: Calcul des foundations

Figure VI.1. Chevauchement des bulles de pression sous la semelle. 74
Figure VI.2. Ferraillage des semelles isolées 75
Figure VI.3. Schéma présenté les semelles filantes et semelles isolées. 75
Figure VI.4. Ferraillage de la poutre de libage 80
Figure VI.5. Disposition des armatures des Longrines (30x40) 82
Figure VI.6. Mur de soutènement 83
Figure VI.7. Les dimensions du panneau le plus sollicité 83
Figure VI.8. Les lignes de ruptures dans le panneau 84

Liste des Tableaux

CHAPITRE 01: Presentation de l'ouvrage

Tableau I.1. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances 3

CHAPITRE 02: Pré-dimensionnement des éléments structurent

Tableau II.1. Charge permanente des murs intérieurs (simple cloison). 7
Tableau II.2. Charge permanente des murs extérieurs (double cloison). 7
Tableau II.3. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux. 8
Tableau II.4. Charge permanente du plancher courant corps creux. 8
Tableau II.5. Charges permanentes du plancher terrasse dalles pleines 8
Tableau II.6. Charges permanentes du plancher étage courant dalles pleines. 9
Tableau II.7. Charges d'exploitations du chaque étage du structure 9
Tableau II.8. Pré-dimensionnement des poutres principales et secondaires 10
Tableau II.9. Calcul de l'effort Nadm 12
Tableau II.10. Détermination des charges d'exploitations 13
Tableau II.11. Détermination des charges permanentes de chaque niveau. 13
Tableau II.12. Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau. 13
Tableau II.13. Vérification vis-à-vis du RPA99 v 2003 14
Tableau II.14. Vérification aux zones nodales 14

CHAPITRE 03: Calcule des elements secondaire

Tableau.III.1. Combinaison des charges de L'acrotère. 17
Tableau III.2. Les efforts à l'ELU et l'ELS. 17
Tableau III.3. Les données. 17
Tableau III.4. Ferraillage de l'acrotère. 17
Tableau III.5. Vérification à l'état limite de service (ELS) 18
Tableau III.6 : vérification de la flèche pour la poutrelle d'étage courant 21
Tableau III.7. Evaluation des charges et surcharges 22
Tableau III.8. Sollicitations dans la poutrelle à 02 travées (ELU 23
Tableau III.9. Sollicitations dans la poutrelle à 02 travées (ELS 23
Tableau III.10. Récapitulation des efforts internes 24

Tableau III.11. Section d'armatures longitudinales dans la poutrelle d'étage courant 24
Tableau III.12. Détermination des sections d'acier des poutrelles. 24
Tableau III.13. Détermination des Armatures transversales des poutrelles 25
Tableau III.14. Vérification à l'ELS 25
Tableau III.15. Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier 28
Tableau III.16. Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier 28
Tableau III.17. Combinaison des charges de l'escalier 28
Tableau.III.18. Résultats de calcul d'escalier 29
Tableau.III.19. Les données des ferraillages d'escalier 29
Tableau.III.20. Calcul des sections d'armatures longitudinales d'escalier 29
Tableau.III.21. Calcul des sections d'armatures de repartitionnes d'escalier 29
Tableau.III.22. Calcul des sections d'armatures de repartitionnes d'escalier 29
Tableau III.23. Vérification de l'effort tranchant de l'escalier d'étage courant 30
Tableau III.24. Vérification des contraintes d'escalier à ELS 30
Tableau III.25. Récapitulation des résultats de la flèche d'escalier 31
Tableau III.26. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS 32
Tableau III.27. Calcul des sections d'armatures de la poutre palière 32
Tableau III.28. Sections d'armatures choisies de la poutre palière 32
Tableau III.29. Vérification à l'ELS de la poutre palière 33
Tableau III.30. Vérification de l'effort tranchant 33
Tableau III.31. Détermination des Armatures transversales 33
Tableau III.32. Evaluations de la sollicitation 1ère type 35
Tableau III.33. Les Travaille interne et externe 35
Tableau III.34. Les efforts internes 35
Tableau III.35. Evaluations de la sollicitation 2 eme type 36
Tableau III.36. Les Travaille interne et externe 36
Tableau III.37. Les efforts internes 37
Tableau III.38. Résultats de ferraillage à ELU 37
Tableau III.39. Vérification des contraintes à l'ELS. 37
Tableau III.40. Récapitulation des résultats de la flèche 38

CHAPITRE 04: Etude dynamique

Tableau IV.1. Les résultats dans les 3 premiers modes 43
Tableau IV.2. Calcule le centre de masse et le centre de torsion Sans voiles 43
Tableau IV.3. Calcule le centre de masse et le centre de torsion avec voiles 44
Tableau IV.4. Calcule d'excentricité théorique 46
Tableau III.5.les efforts revenant aux voiles 48
Tableau III.6.les efforts revenant aux poteaux 48
Tableau IV.7. Détermination du facteur de qualité Q de la structure 49
Tableau IV.8. Le comportement des trois premiers modes 49

Tableau IV.9. Vérification de participation massique. 50
Tableau IV.10. Calcul de la force sismique 52
Tableau IV.11. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 52
Tableau IV.12.Calcul du moment de renversement et Vérification de stabilisation sens X 53
Tableau IV.13.Calcul du moment de renversement et Vérification de stabilisation sens Y 53
Tableau IV.14. Vérification des déplacements inter étages Sens X 54
Tableau IV.15. Vérification des déplacements inter étages sens Y 55
Tableau IV.16. Vérification du cisaillement des éléments. 55
Tableau VI.17. Vérification de cisaillement des voiles. 56
Tableau IV.18. Vérification de l'effort normal réduit à la base 56
Tableau IV.19. Vérification l'effet P-* suivant les deux sens Y 57
Tableau IV.20. Vérification l'effet P-* suivant les deux sens X 57

CHAPITRE 05: Ferraillage des éléments résistants

Tableau V.1. Les données de calcul pour les armatures longitudinales à l'ELU 60
Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres 60
Tableau V.3. Vérification des poutres selon CBA93 61
Tableau V.4. Vérification des poutres selon RPA2003 61
Tableau V.5. Vérification des contraintes à l'ELS 61
Tableau V.6. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres 62
Tableau V.7.Calcul des armatures transversales et leur espacement 62
Tableau V.8. Vérification de la flèche des poutres. 62
Tableau V.9. Calcul des ferraillages des poteaux a l'ELU 65
Tableau V.10. Ferraillages longitudinaux des poteaux 65
Tableau V.11. Vérification des contraintes des poteaux à l'état limite de service. 66
Tableau V.12. Valeurs des contraintes limites de cisaillement dans les poteaux. 66
Tableau V.13. Les armatures transversales et leurs espacements. 67
Tableau V.14. La section calculée d'armatures verticales des voiles 68
Tableau V.15. La section choisie d'armatures des voiles 68
Tableau V.16. Vérification des contraintes normales des voiles 69
Tableau V.17. Vérification des contraintes de cisaillement des voiles 69
Tableau V.18. Les armatures horizontales des voiles 69
Tableau V.19. Diamètre des armatures transversales 69

CHAPITRE 06: Calcul des foundations

Tableau VI.1. Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS. 74
Tableau VI.2. Ferraillage des semelles isolées. 74
Tableau VI.3. Vérification de poinçonnement. 75
Tableau VI.4. Dimensionnement des semelles filantes sous plusieurs poteaux à l'ELS. 76
Tableau VI.5. Dimensionnement des semelles filantes sous un voile à l'ELS. 76
Tableau VI.6. Vérification de $\Sigma\sigma ser < \bar{\sigma} sol$. 77
Tableau VI 7. Ferraillage de semelles filantes sous plusieurs poteaux. 77
Tableau VI 8. Ferraillage de semelles filantes sous voile 78
Tableau VI.9. Dimensionnement de la poutre de libage 78
Tableau VI.10. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage 79
Tableau VI.11. Détermination des sollicitations de la poutre de libage. 79
Tableau VI.12. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU 79
Tableau VI.13. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS 79
Tableau VI.14. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage. 79
Tableau VI.15. Valeurs de coefficient α 81
Tableau VI.16. Ferraillage longitudinal des longrines. 82
Tableau VI.17. Vérification de contrainte à l'ELS des longrines 82
Tableau VI.18. Les Travaille interne et externe 84
Tableau VI.19. Les efforts internes 84
Tableau VI.20. Résultats de ferraillage à ELU 85
Tableau VI.21. Vérification des contraintes à l'ELS. 85

Notation

Majuscules romaines

A: Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
$Amax, Amin$: Section d'acier maximale et minimale.
A: Section d'un cours d'armatures transversales.
At: Section d'armatures verticales.
Ah : Section d'armatures horizontales.
Ac: Section d'armatures en partie courante (armatures de peau).
AD: Section d'armatures diagonales.
B: Aire du béton.
Br: Section réduite du béton d'un poteau.
Bt: Section de la partie tendue.
Lt: Largeur de la section tendue.
ELS: Etat Limite de Service.
ELU: Etat Limite Ultime.
Ev: Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es: Module de déformation longitudinale de l'acier.
I: Moment d'inertie.
Ie: Moment d'inertie équivalent.
M: Moment fléchissant.
Mt: Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma: Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu: Moment fléchissant à l'ELU.
$Mser$: Moment fléchissant à l'ELS.
N: Effort normal.
$Nser$: Effort normal à l'ELS service.
Nu: Effort normal à l'ELU.
Tu: Effort tranchant à l'ELU.
G: Charge permanente.
Q: Charge d'exploitation.
E: Charge sismique.
W: poids.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.
b: Largeur de la section du béton.

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

$c,'$: Enrobage supérieur et inférieur.

d: Hauteur utile d'une section.

f: Flèche.

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

$fc28$: Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe: Limite d'élasticité de l'acier.

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

$ft28$: Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i: Rayon de giration.

lf: Longueur de flambement,

St: Espacement de cours d'armature transversale.

Sh : Espacement de cours d'armature horizontale.

Sv: Espacement des armatures verticales.

MAJUSCULES GRECQUES

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

Minuscules grecques

α: Angle.

γ: Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ: Rapport de deux dimensions

ζ: Contrainte normale.

η: Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Introduction Générale

Le projet de fin d'études que nous présentons est la dernière étape de notre formation À l'Université des Médéa.

Il vise à appliquer toutes les connaissances acquises dans les années passées C'est un vrai projet dans le domaine du génie civil.

La proposition est particulièrement bien adaptée à l'élaboration d'un projet de fin D'études, En effet il s'agit d'un sujet permettant d'associer le dimensionnement et le calcul d'exécution.

Le présent document est une synthèse des travaux effectués. Il détaillera les démarches de calculs utilisés et donnera les références sur lesquelles nous nous sommes appuyés.

Nous allons à présent étudier successivement plusieurs points :

***1)** Présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés ;*

***2)** Pré dimensionnement des éléments structuraux ;*

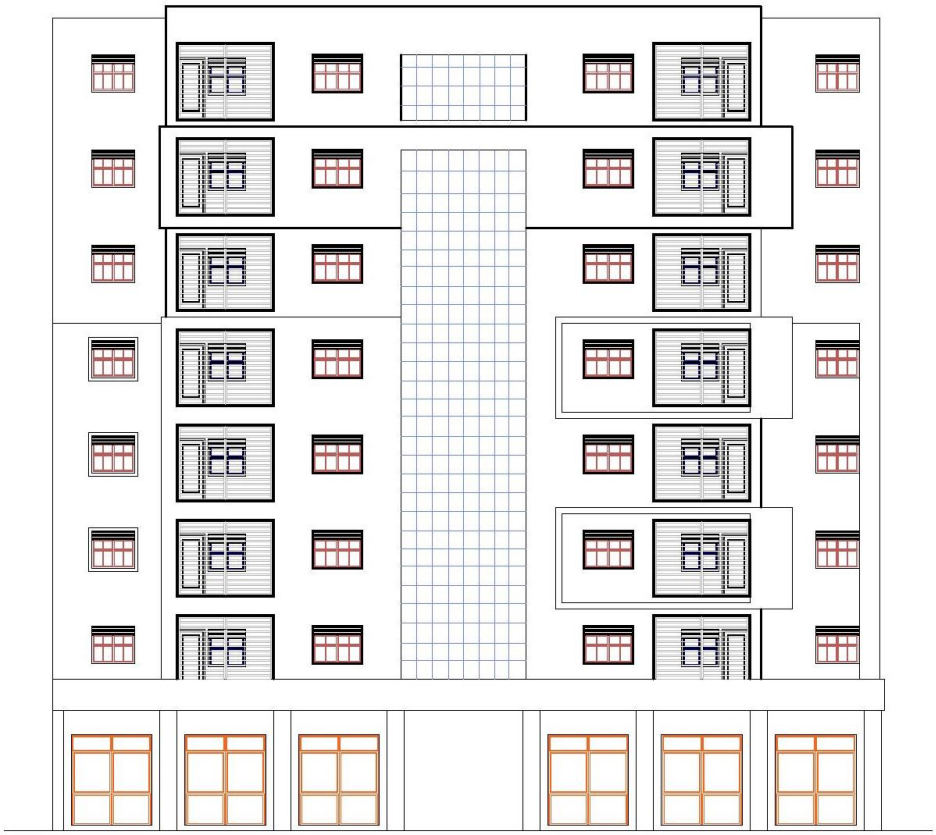
***3)** Calcul des éléments secondaires (acrotère, plancher, escalier, dalle pleine) ;*

***4)** Etude dynamique et sismique, on a utilisé le logiciel de calcul par élément finis (ROBOT ANALYSIS 2017) ;*

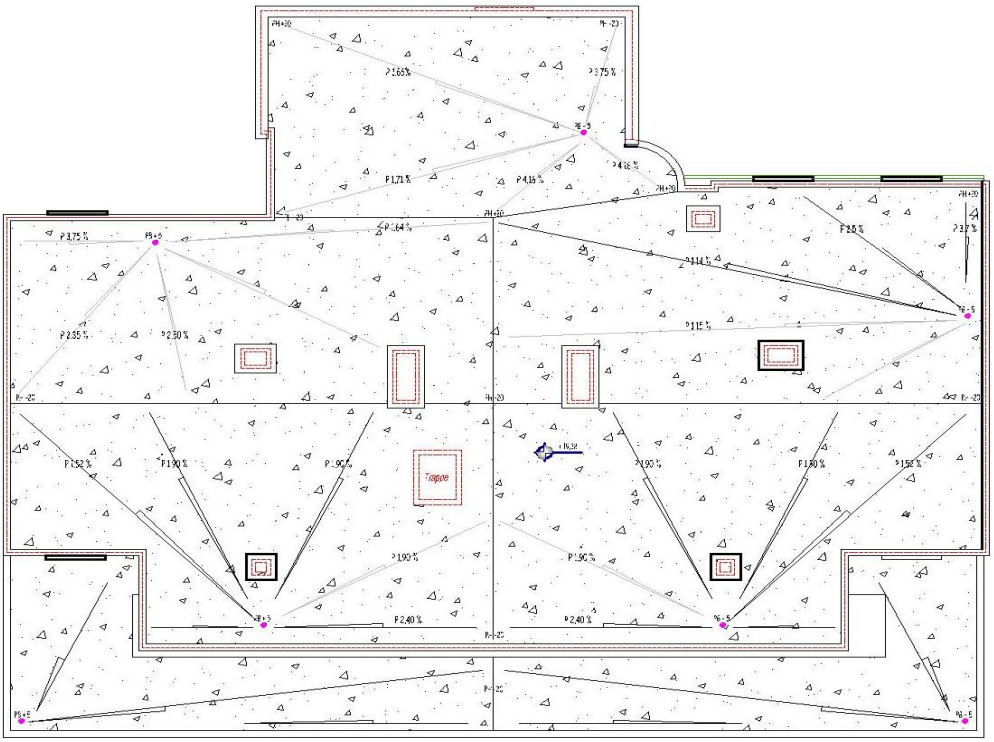
***5)** Etude la structure sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure ;*

***6)** Estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, choix du type de Fondation le plus convenable, calcul et ferraillage de l'ensemble des éléments assurent la stabilité de la superstructure ;*

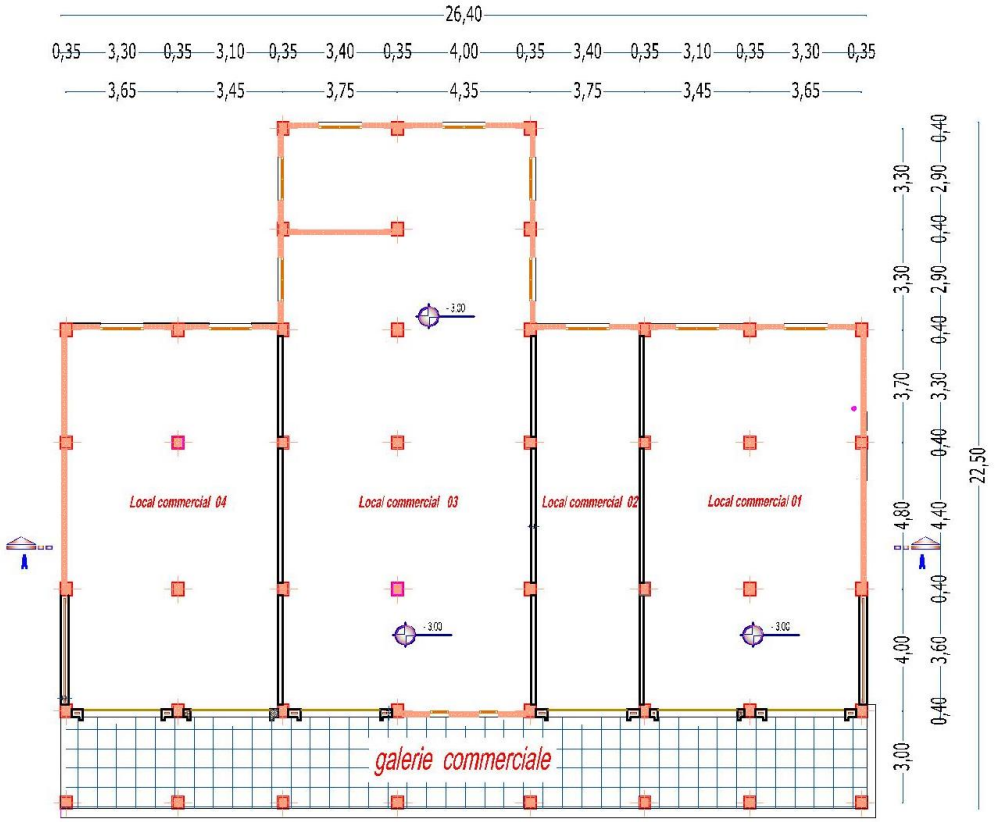
***7)** Récapitulation du travail réalisé résumé dans la conclusion générale.*



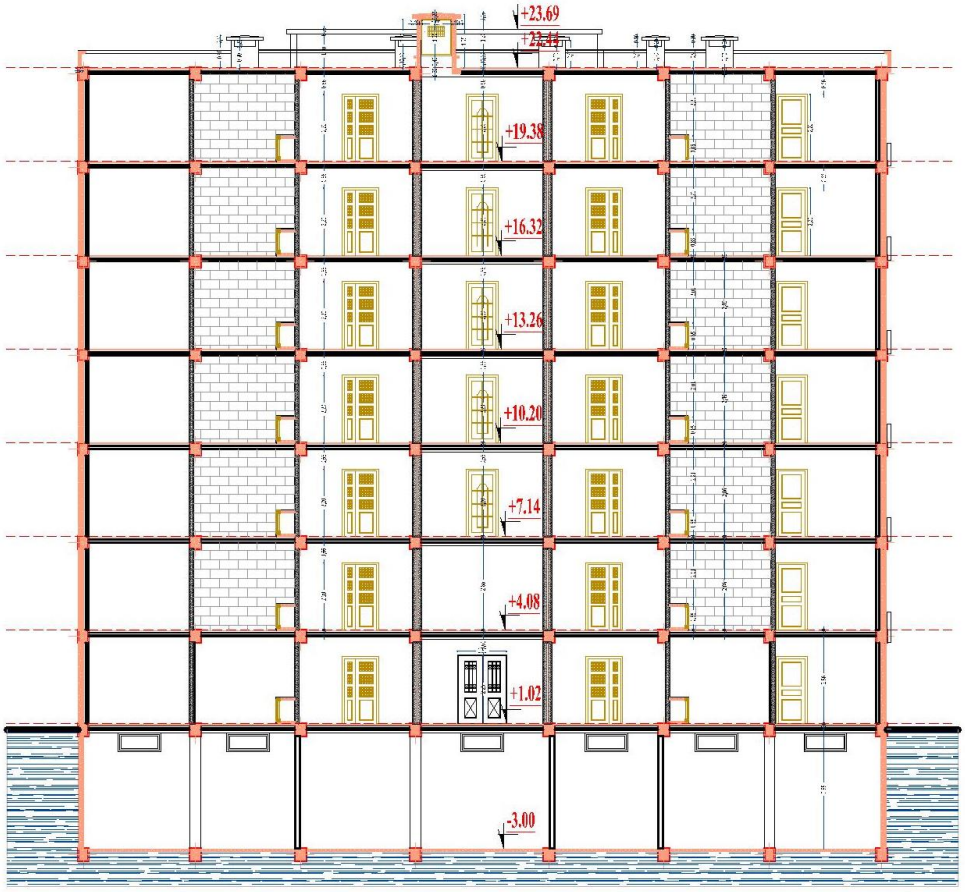
PLAN DE FACADE



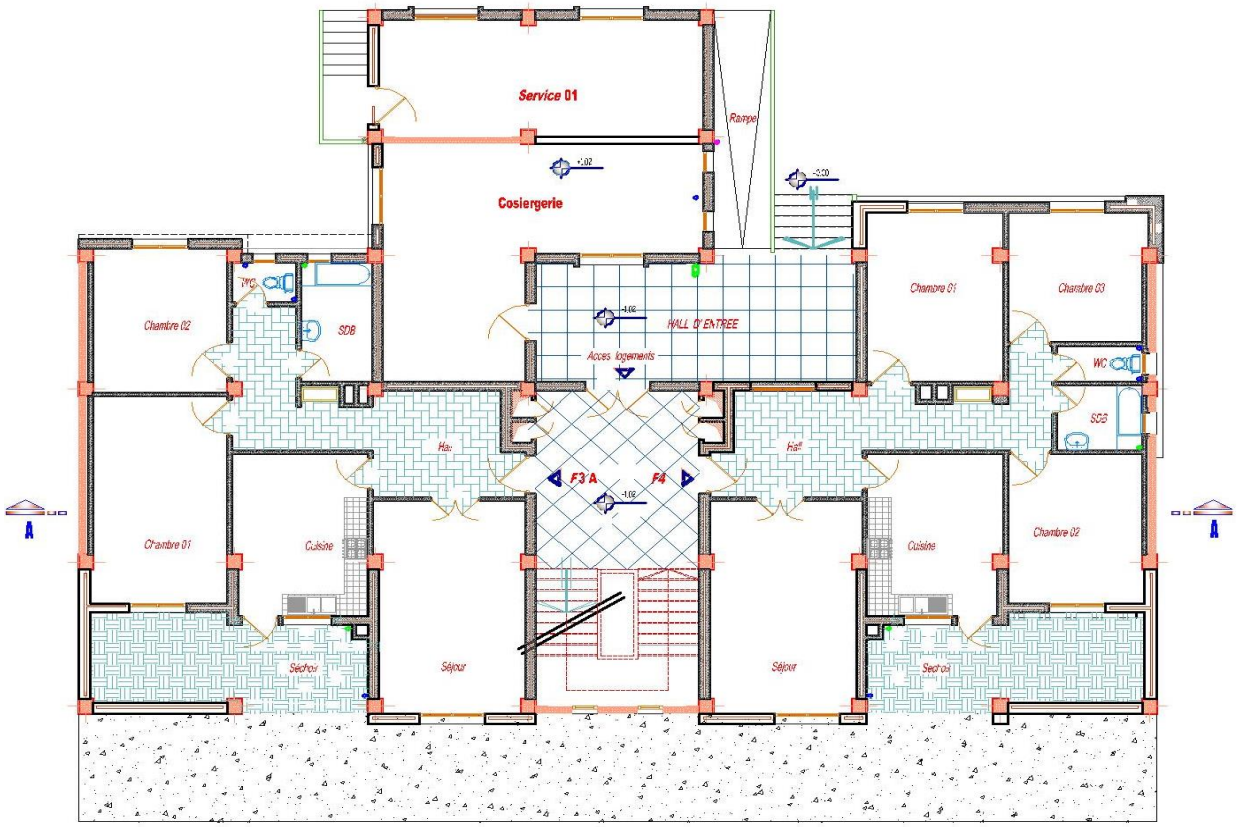
PLAN DE TOITURE



Plan de l'entresol 1/50



COUPE A-A



Plan du rez de chaussée 1/50



Plan de étage courante

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

Chapitre I Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet d'étude est un calcul d'un Bâtiment en Entresol + RDC+ 6 étages, à usage multiple (commerce, habitation), L'ouvrage sera implanté à la Commune OUM EL DJALIL wilaya de MEDEA

Classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

Le système de contreventement est assuré par des voiles.

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement de béton armé « **CBA 93** ».
- Le règlement « charges permanentes et charges d'exploitation **DTR** ».
- Le règlement parasismique « **RPA99version2003** ».

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

➢ **Dimensions en plan :**

- Longueur : 26.40 m
- Largeur : 22.10 m

➢ **Dimensions en élévation :**

- Hauteur de Entresol H_s = 4.02m
- Hauteur de RDC H_r = 3.06m
- Hauteur de l'étage courant H = 3.06m
- Hauteur total du bâtiment H_t = 25.50m

L = 26.40 m > **25 m,** (Oum el Djalil) donc nécessité de prévoir une étude thermique

I.3. Structure de l'ouvrage :

I.3.1. Système de contreventement :

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui est sollicité par deux efforts :

1- Les efforts verticaux durent au poids propre de la construction et la surcharge d'exploitation.
2- Les efforts horizontaux dus au séisme.

Lorsque la hauteur dépasse les 14m, le RPA99V2003 préconise un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

I.3.2. Planchers :

On a utilisé deux types de planchers : à cops creux et à dalle pleine. Leur rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux

I.3.3. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses :

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (2) cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 10 cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur.

I.3.4. Revêtements :

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2 cm pour les halls et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieurs.

I.3.5. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse (inaccessible), la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé

Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.3.6. Escaliers :

Sont des éléments secondaires dans la structure servant à faciliter le déplacement vertical entre les étages.

Pour notre cas, on a 01 type d'escaliers : Escalier droit à deux volées.

I.3.7. Balcon :

Par définition le balcon est une saillie pratiquée sur la façade d'un bâtiment.

I.3.8. 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.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

I.4.1. Béton :

I.4.1.a. Ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, nous avons utilisé du béton ayant un dosage en ciment CEM II 42,5 de 350Kg/m³ ce qui donne une résistance à la compression à 28 jours égale à $f_{c28} = 25\ MPa$

I.4.1.b. Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension inférieure à 5 mm
- Gravier de dimension inférieur à 25mm (3/8,8/15 et 15/25).

I.4.1.c. Eau de gâchage :

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le béton.

I.4.2. Acier :

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 très considérable par rapport 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.

I.4.2.a. Type d'Acier :

Tableau I.1. *Les types d'aciers utilisés et leurs nuances*

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre	Fe (MPa)
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE400	HA≥ 8	400
Treillis soudé (T.S)	Dalle de compression	TLE520	0 ≤ Ø≤ 6	520
Barre à rond lisse	Armatures transversales	FeE235	6 ≤ Ø≤ 8	235

I.4.2.b Module d'élasticité longitudinale de l'acier : **[Art A.2.2.1]**

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé : $E_s=2.10^5$ MPa.

I.5. Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs utilisées sont :

f_{c28} = 25MPa

f_{t28} = 0,6+0,06*f_{c28} = 2,1MPa

E_{i28} = 32164.2MPa

E_{v28} = 3700 (f.c_{28})^1/3 = 10818.87

$\begin{cases} \sigma_{bc} = 14.2MPa & \text{Situation durable.} \\ \sigma_{bc} = 18.5MPa & \text{Situation accidentale.} \end{cases}$

$\begin{cases} \tau_u = 3.33MPa & \text{Fissuration peu nuisible.} \\ \tau_u = 2.5MPa & \text{Fissuration préjudiciable ou trés préjudiciable.} \end{cases}$

σ_{bc} = 15 MPa (à l'ELS)

*F*eE400, *F*e=400MPa Pour les armatures longitudinales.

*F*eE235, *F*e= 235MPa Pour les armatures transversales.

TLE520, Fe= 520Mpa Pour les Treillis soudé

σ_s = 201.63MPa Fissuration préjudiciable pour les HA.

σ_s = 164.97MPa Fissuration trés préjudiciable pour les HA.

CHAPITRE II

Pré-dimensionnement des éléments structurent

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments structurants

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 règles du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après la vérification dans la phase de calcul.

Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

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

II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

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

Ils ont pour fonction :

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- ➢ Plancher corps creux.
- ➢ Plancher dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé). **[Art B.6.8.4.2.4]**

La hauteur des poutrelles est déterminée par les deux formules empiriques suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20} \\ h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \end{cases} \qquad (h_t = d + e)$$

Avec :

L_{max} : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nu des appuis.

d: hauteur du corps ceux.

e : la hauteur de la dalle de compression.

Donc, On a : L_{max}= 400 cm :

$$400/25=16cm \leq ht \leq 400/20=20cm$$

$h_t \geq 400/22.5= 17.77cm$ Donc : **h_t= 20 cm** **[Art C.3]**

On prend donc : h_t= 20 cm ce qui correspond à un plancher à corps creux du type (16+4) telle que :

h_t = (d+e) ⟷ ht = (16+4) avec : d =16cm et e =4cm.

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier que : $h_t \geq 16cm$

On a : h_t=20cm ≥ 16cm …….. CV

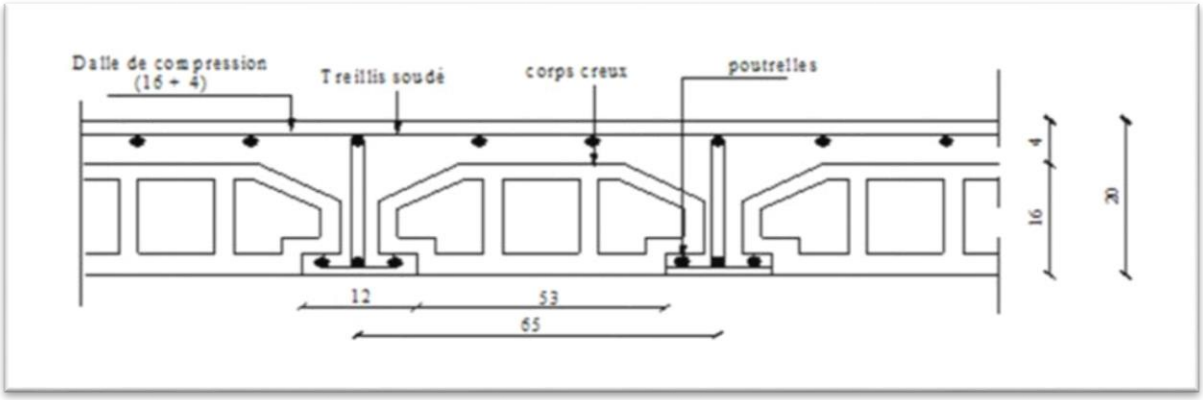


***Figure II.1**: Coupe du plancher à corps creux*

II.2.2. Dalle pleine :

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

II.2.2.a. Critère de résistance :

Dalle reposant sur 4 ou 5 appuis : $\frac{L_x}{45} \leq e_P \leq \frac{L_x}{40}$

Avec : e_P : épaisseur de la dalle.

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

Pour le cas de notre structure, on a : L_x= 3.30 m.

$\frac{330}{45}$ = 7.33 cm ≤ **ép** ≤ $\frac{330}{40}$ = 8.25 cm

II.2.2.b. Sécurité contre l'incendie :

ep ≥ 13cm : peut assurer un isolation phonique.

ep ≥ 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

Condition d'isolation acoustique : ep =15 cm.

Donc : Pour la dalle pleine on adoptera : **ep = 15cm**. **[Art A.5.2.3]**

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments structurants

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

II.3.A. Charges permanentes : [DTR B.C 2.2]

II.3. A.1. Maçonnerie :

II.3. A.1.1. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.1. *Charge permanente des murs intérieurs (simple cloison).*

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	90	0,90
3	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
TOTAL				**1,62**

II.3. A.1.2. Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II.2. *Charge permanente des murs extérieurs (double cloison).*

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	90	0,90
3	L'âme d'air	0,10	-	-
4	Brique creuse	0,10	90	0,90
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
TOTAL				**2,52**

III.3. A.2. Plancher à corps creux :

II.3. A.2.1. Plancher terrasse inaccessible :

- la forme de pente :

$tng(\alpha) = \frac{D}{12.63} = 0.0114$ Alors : D = 0.14m = 14cm

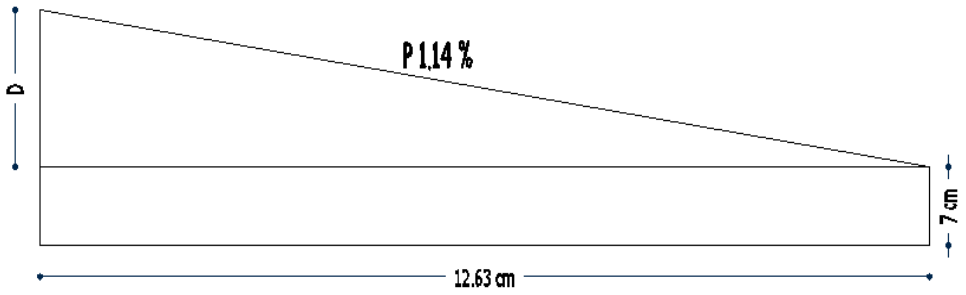


Figure II.2. *Dimensionnement de forme de pente*

Forme de pente = D/2 + 7 = 0.14/2 + 0.07 = 0.14m

***Tableau II.3**. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux.*

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,04	20	0,80
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,14	22	3.08
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Isolation thermique	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Plancher (16+4)	0,16+0,04	-	2,75
9	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
TOTAL				**7.23**

II.3. A.2.2. Plancher courant :

***Tableau II.4**. Charge permanente du plancher courant corps creux.*

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher (16+4)	0,16+0,04	-	2.75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloison légères	0,10	-	1,62
TOTAL				**5.91**

II.3. A.3. Plancher à dalles plaines :

II.3.A.3.1 Plancher Terrasse inaccessible :

***Tableau II.5**. Charges permanentes du plancher terrasse dalles pleines*

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,04	20	0,80
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0.14	22	3.08
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Isolation thermique	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Plancher (dalle pleine)	0,15	25	3.75
9	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
TOTAL				**8.23**

II.3. A.3.2. Planchers étages courants :

Tableau II.6. *Charges permanentes du plancher étage courant dalles pleines.*

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher (dalle pleine)	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Murs simples cloison	0,10	-	1,62
TOTAL				**6.91**

II.3.B. Charges d'exploitation :

Tableau II.7*. Charges d'exploitations du chaque étage du structure*

Usage	Q (KN/m^2)
Inaccessible	**1**
Habitation	**1.5**
Escalier	**2.5**
Balcon	**3.5**

II.4. Pré-dimensionnement des poutres :

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

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

- Règle de CBA 93 : $\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0.3\,h \leq b \leq 0.7\,h \end{cases}$

Avec : L_{max} : longueur de la poutre ayant la plus grande portée.
h : Hauteur de la poutre.
b : Largeur de la poutre.

Les dimensions minimales des poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone (IIa) sont : **[Art 7.5.1]**

- ✓ $h \geq 30cm$.
- ✓ $b \geq 20cm$.
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4$
- ✓ Condition de rigidité $(\frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16})$

Nous choisissons :

- ✓ Le sens longitudinal (parallèle à Y-Y) comme sens porteur.
- ✓ Les poutrelles des planchers à corps creux sont (parallèles à (X-X).

II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres principales et secondaires :

Tableau II.8*. Pré-dimensionnement des poutres principales et secondaires*

	Pp1	**Ps1**	**Pp2**	**Ps1**
Conditions de Résistance	L max = 440 cm 29.33 cm ≤ h ≤ 44 cm On adopte : **h = 40cm** 12 cm ≤ b ≤ 28 cm On adopte : **b =30cm**	L max = 400 cm 26.66 cm ≤ h ≤ 40 cm on adopte : **h = 35cm** 10.5 cm ≤ b ≤ 24.5cm On adopte : **b = 30cm**	L max = 450 cm 30 cm ≤ h ≤ 45 cm On adopte : **h = 40cm** 12 cm ≤ b ≤ 28 cm On adopte : **b =25cm**	L max = 410 cm 27.33 cm ≤ h ≤ 41 cm on adopte : **h = 35cm** 10.5 cm ≤ b ≤ 24.5cm On adopte : **b = 25cm**
Vérification selon le (RPA99 v2003 Art.7.5)	h = 40 cm ≥ 30cm b= 30 cm ≥ 20cm $\frac{h}{b}=\frac{40}{30}=1,33\leq 4$ Condition vérifiée	h =35cm ≥ 30cm b=30cm ≥ 20cm $\frac{h}{b}=\frac{35}{30}=1,17\leq 4$ Condition vérifiée	h = 40 cm ≥ 30cm b= 25 cm ≥ 20cm $\frac{h}{b}=\frac{40}{25}=1,60\leq 4$ Condition vérifiée	h =35cm ≥ 30cm b=25cm ≥ 20cm $\frac{h}{b}=\frac{35}{25}=1,40\leq 4$ Condition vérifiée
Condition de Rigidité	h/L max = 0.09 1/16 = 0.0625 h/L max ≥ 1/16 Condition vérifiée	h/L max = 0.0875 1/16 = 0.0625 h/L max ≥ 1/16 Condition vérifiée	h/L max = 0.088 1/16 = 0.0625 h/L max ≥ 1/16 Condition vérifiée	h/L max = 0.085 1/16 = 0.0625 h/L max ≥ 1/16 Condition vérifiée

Conclusion :

D'après les règles de CBA93, les Vérifications selon le RPA2003 et la condition de rigidité on prendre les sections de poutres principales et secondaires suivantes :

- Poutres Principales type 1 : (30x40) cm^2 **b=30 cm, h=40 cm.**
- Poutres Principales type 2 : (25x40) cm^2 **b=25 cm, h=40 cm.**
- Poutres Secondaires type 1 : (30x35) cm^2 **b=30 cm, h=35 cm**.
- Poutres Secondaires type 2 : (25x35) cm^2 **b=25 cm, h=35 cm**.

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.

Pour dimensionner 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),

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. **[Art B.8.1.1]**

Donc dans notre cas cette charge devienne :(Nu=1.1Nu).

II.5.1. Etapes 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]**

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

$$\begin{cases} \text{Min}\,(b1, h1) \geq 25\ \text{cm} \\ \text{Min}\,(b1, h1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases} \quad \textbf{(Zone IIa)}$$

Selon le CBA93 **[Art B.8.4.1]** on doit effectuer la vérification suivante : $\mathbf{N_u \leq N_{adm}}$

$$N_u \leq \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\,\gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \alpha$$

Avec :

- ✓ **A** : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul => A=B/1000.
- ✓ **Br** : section réduite du poteau obtenue en déduisant de la section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie. **« Br = (b-2cm) *(h-2cm) ».**
- ✓ γ_b**=1.5** coefficients de sécurité du béton (situation durable).
- ✓ γ_s **=1.15** coefficients de sécurité de l'acier (situation durable).
- ✓ f_{c28}**=25MPa** } résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
  f_e**=400MPa**
- ✓ **α** : Coefficient fonction de l'élancement mécanique.

$\alpha = 0.85 / 1 + 0.2\,(\lambda / 35)^2$ pour $\lambda \leq 50$

$\alpha = 0.6\,(50/\lambda)^2$ pour $50 \leq \lambda \leq 70$

$\lambda = L_f / i$ et $i = b/\sqrt{12}$ pour la section rectangulaire.

Où : i : Rayon de giration.

λ : L'élancement géométrique. L_f : Longueur de flambement.

II.5.2. Calcul de la longueur de flambement Lf :

Le règlement CBA93 défini la longueur de flambement Lf comme suit :

- $0.7*L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
- Soit encastré dans un massif de fondation ;
- Soit assemblé à des poutres de planchers ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part ;
- L0 : dans les autres cas.

Dans ce projet on a : $L_f = 0.7 * L_0$.

II.5.3. Calcul de l'effort N adm :

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprisent 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.

Tableau II.9. *Calcul de l'effort N_{adm}*

niveau	Dimension (cm^2)	B_r (cm^2)	L_o (m)	L_f (m)	i (m)	Λ	B (cm^2)	A_s (cm^2)	N adm
+22.44/+19.38	25x25	529	3.06	2.142	0.072	29.75	625	0.625	744.138
+16.32/+13.26/ +10.20	30x30	784	3.06	2.142	0.087	24.62	900	0.9	1146.202
+7.14/+4.08/ +1.02	40x40	1444	4.02	2.814	0.115	24.37	1600	1.6	2115.175

II.5.4. Le choix de poteau le plus sollicité (C - 4) :

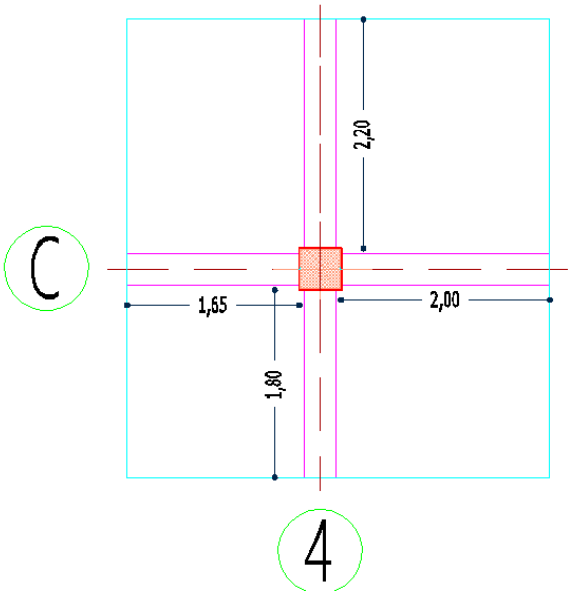


Figure II.3. *Le poteau le plus sollicité (C - 4)*

- ✓ La surface du plancher supporter par le poteau : S_t

$S_t = (2.20 + 1.80 + 0.30) * (1.65 + 2 + 0.3)$ **$S_t = 16.99\ m^2$**

- ✓ La surface complète : S_p

$S_p = (2.20 + 1.80) * (1.65 + 2)$ **$S_p = 14.60\ m^2$**

II.5.5. Descente des charges : [Art 6.3]

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

II.5.5.a Surcharges 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 chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.Voir **annexe 1.**

Tableau II.10. *Détermination des charges d'exploitations*

niveau	Q (KN/m²)	S_t (m2)	Q (KN)		(3+n)/2*n	Q cum (KN)
+22.44	1	16.990	Q_0	16.990	/	16.990
+19.38	1,5		Q_1	25.485	1	42.475
+16.32	1,5		Q_2	25.485	0,95	65.412
+13.26	1,5		Q_3	25.485	0,90	85.800
+10.20	1,5		Q_4	25.485	0,85	103.639
+7.14	1,5		Q_5	25.485	0,80	118.930
+4.08	1,5		Q_6	25.485	0,75	131.673
+1.02	1.5		Q_7	25.485	0,714	144.364

II.5.5.b. Détermination des charges permanentes :

$G_{plancher} \Longrightarrow = S_{plancher} \times G_{terrasse}$ (pour niveau +22.44)

$= S_{plancher} \times G_{courant}$ (pour les autres niveaux)

$G_{poteau} \Longrightarrow = b \times h \times H \times 25$

$G_{poutre\ principale} \Longrightarrow = b \times h \times L \times 25$ / $G_{poutre\ secondaire} \Longrightarrow = b \times h \times L \times 25$

$$\mathbf{G} = G_{plancher} + G_{poteau} + G_{pp} + G_{ps}$$

Tableau II.11*. Détermination des charges permanentes de chaque niveau.*

Niveau	G plancher (KN)	G pot (KN)	G pp (KN)	G ps (KN)	G (KN)	G cum (KN)
+22.44	105.558	4.781	10	7.984	128.323	128.323
+19.38	86.286	4.781	10	7.984	109.051	237.374
+16.32	86.286	6.885	12	9.581	114.752	352.126
+13.26	86.286	6.885	12	9.581	114.752	466.878
+10.20	86.286	6.885	12	9.581	114.752	581.630
+7.14	86.286	12.24	12	9.581	120.107	701.737
+4.08	86.286	12.24	12	9.581	120.107	821.844
+1.02	86.286	16.08	12	9.581	123.947	945.791

Tableau II.12. *Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau.*

Niveau	G cum (KN)	Q cum (KN)	NU (KN)	1,1*NU (KN)	N adm (KN)	vérification
+19.38	237.374	42.475	384.167	422.584	744.138	cv
+10.20	581.630	103.639	940.659	1034.725	1146.202	cv
+1.02	945.791	144.364	1493.364	1642.700	2115.175	cv

II.5.6. Vérification selon RPA99 version 2003 : [Art 7.4.1]

D'après le RPA99V2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

$$\begin{cases} \text{Min}(b1, h1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b1, h1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases} \textbf{(Zone IIa)}$$

Tableau II.13. *Vérification vis-à-vis du RPA99 v 2003*

Niveau	Application des conditions	Vérification
+22.44 +19.38	Min (25,25) = 25cm ≥ 25cm Min (25,25) = 25cm ≥ $\frac{2.66}{20}$ = 13.30cm $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{25}{25} = 1 \leq 4$	Vérifiée Vérifiée Vérifiée
+16.32 +13.26 +10.20	Min (30,30) = 30cm ≥ 25cm Min (30,30) = 30cm ≥ $\frac{2.66}{20}$ = 13.30cm $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4$	Vérifiée Vérifiée Vérifiée
+7.14 +4.08 +1.02	Min (40,40) = 40cm ≥ 25cm Min (40,40) = 40cm ≥ $\frac{3.62}{20}$ = 18.10cm $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{40}{40} = 1 \leq 4$	Vérifiée Vérifiée Vérifiée

II.5.7. Vérification aux zones nodales : [Art 7.5.1]

$b_{max} \leq 1.5\, h_1 + b_1$

$d \leq \max(b_1/2, h_1/2)$

Tableau II.14. *Vérification aux zones nodales*

niveau	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5\, h_1 + b_1$	d (cm)	Max ($b_1/2$, $h_1/2$) (cm)	$d \leq \max(b_1/h_1/2)$
+22.44/+19.38	25	25	25	vérifiée	0.00	12.50	vérifiée
+16.32/+13.26/+10.20	30	30	30	vérifiée	0.00	15.00	vérifiée
+7.14/+4.08/+1.02	30	40	40	vérifiée	5.00	20.00	vérifiée

II.6. Pré dimensionnement des voiles : [Art 7.7.1]

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales. On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L > 4a.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (he) et des conditions de rigidité aux extrémités.

Dans notre cas on a :

$h_e = 3,06 – 0.35 = 2.71m.$

$a \geq Max (15 cm; he/25; he/22)$

$a \geq Max (15 cm; 12.32 cm; 10.84 cm)$

$a \geq 15 cm$ **On adopt: a =15 cm.**

II.7. Conclusion :

Dans ce chapitre ; et après tous les calculs et leurs vérifications selon les règlements, on conclure que le pré dimensionnements des éléments résistes sont :

- ✓ Le plancher : (16+4) cm
- ✓ Dalle pleine : (15) cm
- ✓ Les poutres principales 1 : (30x40) cm
- ✓ Les poutres secondaires 1 : (30x35) cm
- ✓ Les poutres principales 2 : (25x40) cm
- ✓ Les poutres secondaires 1 : (25x35) cm
- ✓ Les poteaux : (25x25) : 5+6 étages
  (30x30) : 2+3+4 étages
  (40x40) : E sol+RDC+1 étages
- ✓ L'épaisseur du voile : ep : (15) cm.

CHAPITRE III

Calcul les éléments secondaire

III.1. Introduction :

Les éléments secondaires (non structuraux) sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Comme ils doivent répondre aux disposions constructives du règlement parasismique.

Dans le présent chapitre ; on va aborder le calcul des éléments secondaires suivants :

- ✓ L'acrotère ;
- ✓ Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression) ;
- ✓ Les escaliers ;
- ✓ Les dalles plaines ;

III.2. L'acrotère :

III.2.1. Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle : la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente.

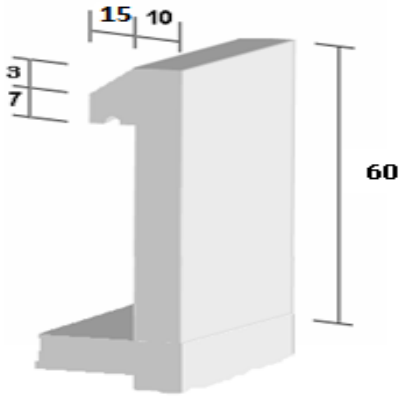


Figure III.1. *L'acrotère*

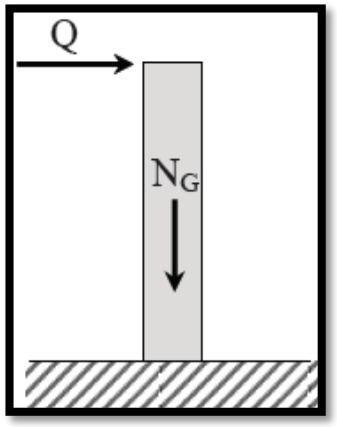


Figure III.2. *Schéma statique de l'acrotère*

III.2.2. Principe de calcul :

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1KN/m due à la main courante. Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur, 60 cm de hauteur.

La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

III.2.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Tableau.III.1. *Combinaison des charges de L'acrotère.*

Poids propre G (KN)
G= [(0.6 x 0.1) + (0.15 x 0.1)] x25 G= 1.875KN
Surcharge d'exploitation Q (KN)
Q = 1 KN

Tableau III.2. *Les efforts à l'ELU et l'ELS.*

	L'E.L.U	L'E.L.S
Moment d'encastrement M_u (KN.m)	$M_u = 1,5 \times Q \times h$	$M_{ser} = Q \times h$
	$M_u = 0.9$	**$M_{ser} = 0.6$**
L'effort normal N_u (KN)	$N_u = 1,35 \times G$	$N_{ser} = G$
	$N_u = 2.53$	**$N_{ser} = 1.875$**
L'effort tranchant T_u (KN)	$T_u = 1,5 \times Q$	
	$T_u = 1.5$	

III.2.4. Calcul de ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire $(100x10)cm^2$ soumise à la flexion Composée et en situation durable.

Tableau III.3. *Les données.*

b=100cm	h=60cm	$\mu_l = 0.392$	$C_1=C_2 = 2.5cm$	$f_{c28}=25MPa$	Fe=400MPa
$\sigma_b=14.2MPa$	$\sigma_s =348MPa$	$L_0=h$	$L_f=2L_0=1.2m$		

III.2.4.1. A'E.L. U :

Tableau III .4. *Ferraillage de l'acrotère.*

Section (cm^2)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_1 choisir (cm^2)	A_2 choisir (cm^2)	A_{rep} (cm^2)	St (cm)	S_{rep} (cm)
100x10	4.40	4.40	7HA10=5.50	7HA10=5.50	4HA8=2.01	15	15

III.2.4.2. Vérification à l'ELS :

On doit vérifier ces trois conditions : $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \\ \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s} \end{cases}$

Fissuration préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3}f_e\,;110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = 201.63 \qquad \overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 15\ MPa$$

Tableau III.5. *Vérification à l'état limite de service (ELS)*

Type d'acrotère (cm²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	vérification
60x10	0.30	2.20	2.60	15	201.63	Ok

Donc : On adoptera les sections calculées à ELU

III.2.5. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$ telles que **:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1{,}5\times10^3}{1000\times75} = 0{,}02\ \text{MPa}$$

Et : $\overline{\tau} = \min\left[0,\ 15\frac{fc_{28}}{\gamma b};\ 4\ \text{MPa}\right] = 2{,}5\ \text{MPa}$ (fissuration préjudiciable**)**

D'où alors : $\tau_u = 0.02\ \text{MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5\text{MPa}$ …….…….. CV

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

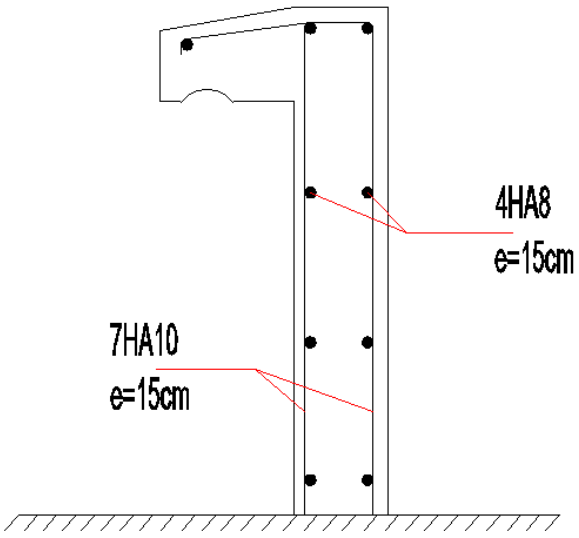


Figure III.3. *Ferraillage de l'acrotère.*

III.3. Calcul des planchers :

Ce type de plancher de corps creux est très couramment utilisé, il est constitué de :

- ✓ Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement.
- ✓ Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- ✓ Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

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

III.3.1. La dalle de compression :

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

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

- ✓ Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 20cm
- ✓ Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33cm
- ✓ La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par la relation suivante :

$$A_t \geq \frac{200}{f_e} \qquad \text{si : } L \leq 50cm$$

$$A_t \geq 0.02\, L \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad \text{si : } 50cm \leq L \leq 80cm$$

Avec :

L : espacements entre axes des nervures (60 cm dans notre ouvrage).

F_e : Nuance de l'acier FeE520 ($F_e = 520$).

Le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20cm

A_{t1}: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

On a: $L = 60cm \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0.02\, L\frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{520} = 0.46cm^2/ml$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25cm^2/ml$$

On choisira : $A_{t1} = 5\,\emptyset\,5 = 0.98cm^2$ avec un éspacement de 20cm.

$A_{t2} = 4\,\emptyset\,5 = 0.78cm^2 avec\ un\ éspacement\ de\ 20cm.$

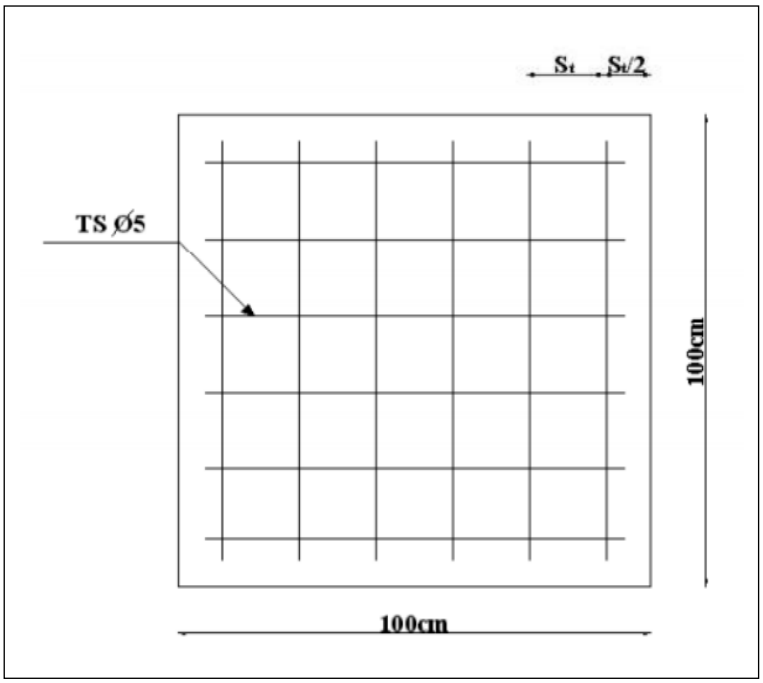


Figure III.4. *Disposition des armatures de la table de compression*

III.3.2. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux extrémités, par les sollicitations (G, Q).

La section du béton est définie par :

- ✓ Une section en T : en travées.
- ✓ Une section rectangulaire : aux appuis.

La surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,60 x L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul se fait en deux étapes :

- ✓ Avant coulage.
- ✓ Après coulage.

III.3.2.1. Calcul avant coulage :

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

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

La méthode exposée en **annexe2**

III.3.2.1.1. Calcul des étaiements :

f max < f adm avec : f adm = $\begin{cases} \frac{L(cm)}{500} & si\ L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L(cm)}{1000} & si\ L > 5m \end{cases}$

$$f max = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI}$$

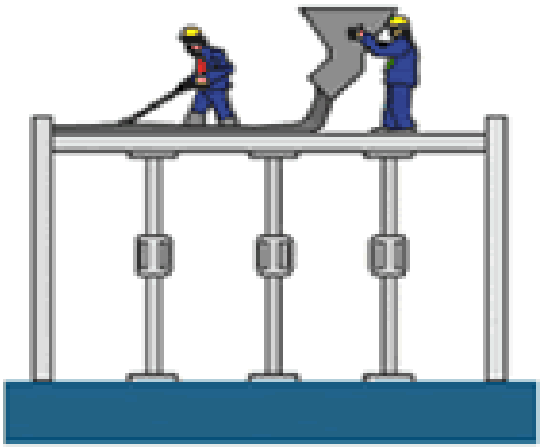
Tableau III.6 : *vérification de la flèche pour la poutrelle d'étage courant*

étaiement	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	Ev (MPA)	L (mm)	I (mm^4)	f max (mm)	f adm (mm)	f < f adm
0	0.72	2.025	10818.87	4050	640000	364.680	8.10	cnv
1	0.72	1.0125	10818.87	2025	640000	22.792	4.05	cnv
2	0.72	1	10818.87	1350	640000	4.505	2.70	cnv
3	0.72	1	10818.87	1012.5	640000	1.426	2.03	cv

Commentaire :

D'après la vérification, il faut prévoir 3 étaiements le long de la travée espacée de **101.25 cm** pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

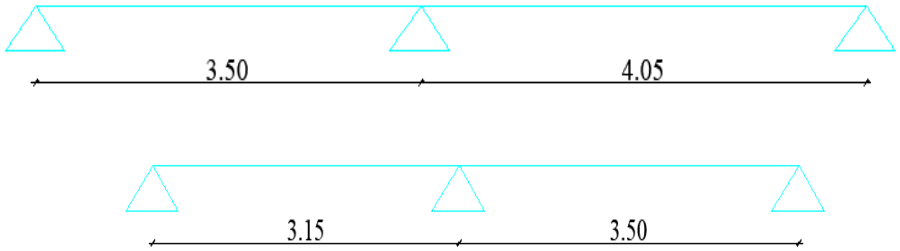
On place un étaiement ⇨



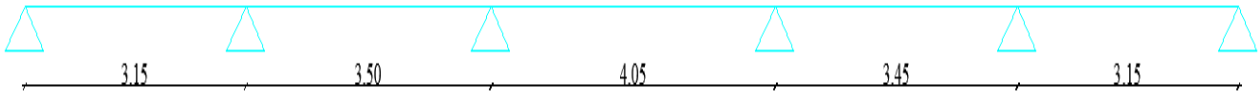
III.3.2.2. Calcul après coulage :

Après le coulage du béton, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Pour les planchers étudiés, on aura deux types de poutrelles à traiter séparément sous les charges et les surcharges de l'étage courant et de la terrasse :

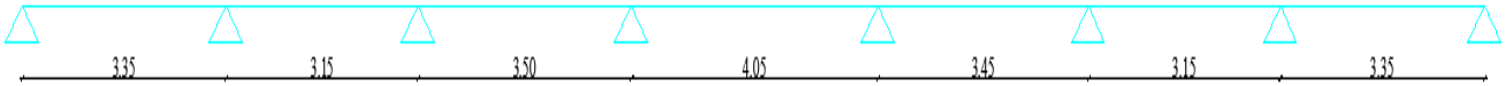
- Poutrelle à 2 travées :



- Poutrelle à 5 travées :



- Poutrelle à 7 travées :



Pour étudier les poutrelles, on passe d'abord par la méthode forfaitaire (annexe 03), Si ses conditions ne sont pas remplies, on fait le calcul par une méthode plus rugueuse. Dans ce cas, il s'agit de la méthode de Caquot (Voir annexe 04).

III.3.2.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

- $P_U = 1.35\ G + 1.5\ Q$
- $P_S = G + Q$

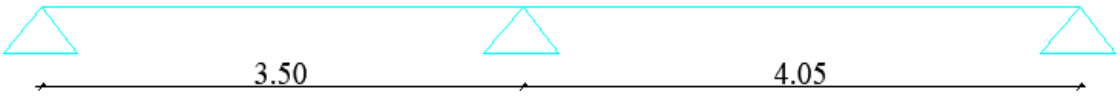


Figure III.5. *Cas le plus défavorable de poutrelle 2 travée (plancher terrasse)*

Tableau III.7*. Evaluation des charges et surcharges*

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_U (KN/m)	P_S (KN/m)
terrasse inaccessible	7.23 x 0.60 = 4.338	1x 0.60 = 0.60	6.756	4.938
E. courant d'habitation	5.91 x 0.60 = 3.546	1.5 x 0.60 = 0.90	6.137	4.446

On utilise le cas le plus défavorable : Plancher terrasse inaccessible.

Les résultats sont indiqués dans les tableaux suivants :

Tableau III.8. *Sollicitations dans la poutrelle à 02 travées (ELU)*

travées	qu (KN)	L (m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	Te (KN)
AB	6.756	3.50	11.21	-2.24	-12.47	3.85	9.89	-15.73
BC	6.756	4.05	15.01	-12.47	-3.00	7.27	17.16	-12.48

Tableau III.9. *Sollicitations dans la poutrelle à 02 travées (ELS)*

travées	q ser (KN)	L (m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
AB	4.938	3.50	8.19	-1.64	-9.11	2.82
BC	4.938	4.05	10.97	-9.11	-2.19	5.32

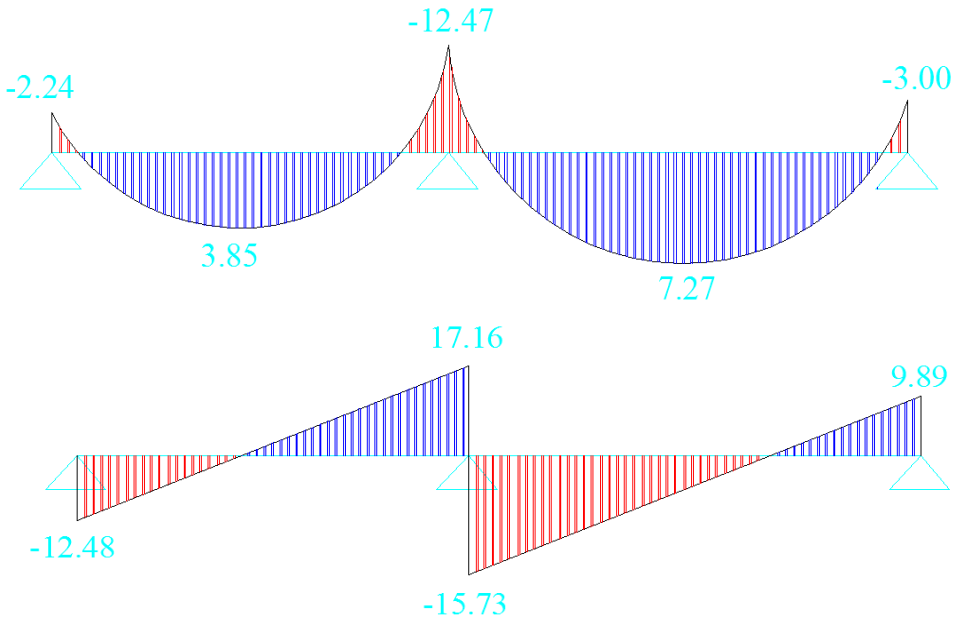


Figure III.6*. Diagramme des moments et l'effort tranchante (ELU)*

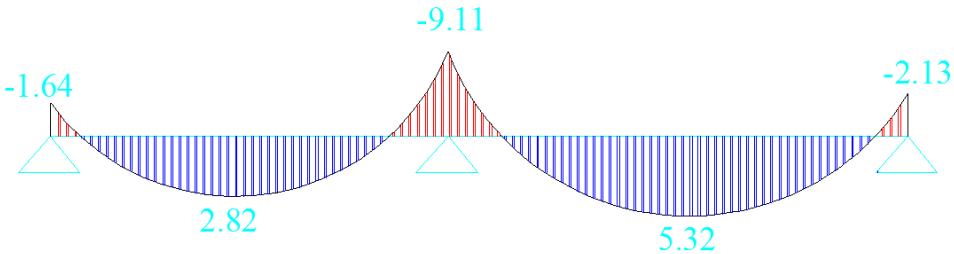


Figure III.6*. Diagramme des moments (ELS)*

III.3.2.2.3. Calcul du ferraillage :

Comme les efforts des différents types de dispositions des poutrelles sont proches les uns aux autres, alors le ferraillage se fait selon les efforts des poutrelles les plus sollicitées.

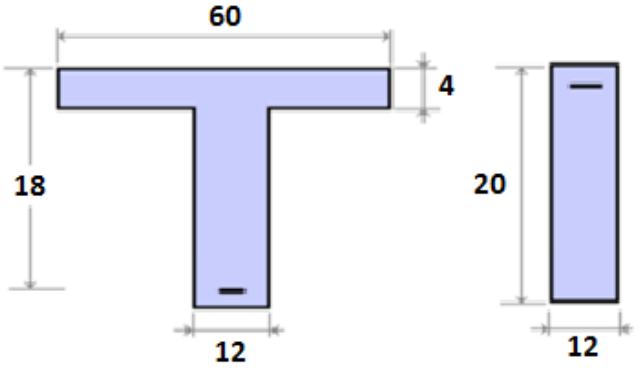
Tableau III.10. *Récapitulation des efforts internes*

	ELU			ELS	
	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)	T^{max} (KN)	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)
sollicitations	7.27	-12.47	17.16	5.32	-9.11

A) Armatures longitudinales :

Le ferraillage est calculé en flexion simple, voir annexe 5 **:**

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



En travée (à gauche) ; En appui (à droite)

Figure III.6. *Les sections considérées pour le calcul des ferraillages*

La fissuration est préjudiciable, la situation est durable.

a. Ferraillage des poutrelles en travées et en appuis :

Tableau III.11. *Section d'armatures longitudinales dans la poutrelle d'étage courant*

Longueur	M travée	A tendu	A compr	M appui	A tendu	A compr
[m]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]
4.05	7.27	1.20	0.00	-12.47	2.70	0.00

Tableau III.12. *Détermination des sections d'acier des poutrelles.*

Section (cm x cm)	moment (KNm)	As choisi (cm^2)	Choix
16 + 4	Ma = -12.47	3.58	1T8+2T14 chap
	Mt = 7.27	1.51	3T8

III.3.2.2.4. Vérification de l'effort tranchant :

Les étapes de calcule dans annexe 6

a. Diamètre des armatures transversales ϕ_t : [Art A5.1.2.1.1]

***Tableau III.13**. Détermination des Armatures transversales des poutrelles*

$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	*Vérification*	$St\ z_N$	$St\ z_C$	ϕ_t	A_t
17.16	0.79	2.50	CV	15	15	6	2HA6=0.57

III.3.2.2.5. Vérifications des armatures longitudinales à L'ELS : [Art A.4.5.3]

***Tableau III.14**. Vérification à l'ELS*

Sollicitations à L'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Vérification
M travée	M appui	σ_b	σ_s	σ_s'	σ_b	σ_s	σ_s'	$[\sigma_b]$	$[\sigma_s]$	
$[KN.m]$	$[KN.m]$	$[MPa]$	$[MPa]$	$[MPa$	$[MPa]$	$[MPa]$	$[MPa]$	$[MPa$	$[MPa]$	Oui /Non
	-9.11				11.50	201.60	124.3	15	201,63	Oui
5.32		3.20	195.40	0.00						Oui

Conclusion :

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

III.3.2.2.6. Vérification de la flèche à l'ELS : [Art B 6.8.4.2.4]

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps ;

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15}\frac{Mt}{M0} \Longrightarrow \frac{0.2}{4.05} = 0.049 \geq \frac{1}{15} \times \frac{5.32}{10.97} = 0.032 \quad \text{..... (CV)}$$

$$\frac{A}{b0 \times d} \leq \frac{3.6}{fe} \Longrightarrow \frac{1.51}{12 \times 18} = 0.007 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \text{ ..... (CV)}$$

<u>Commentaire</u> :

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

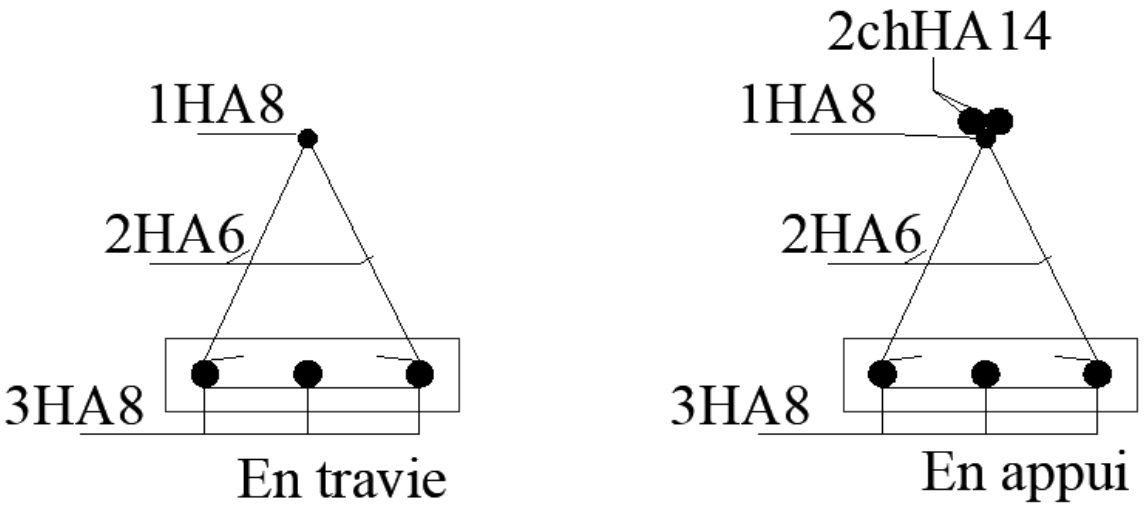


***Figure III.7**. Ferraillage des poutrelles*

III.4. Les escaliers :

III.4.1. Introduction :

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

III.4.2. Définition des éléments d'un escalier :

- **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives.
- **La contremarche** *:* est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche** *:* est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée :** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée :** est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

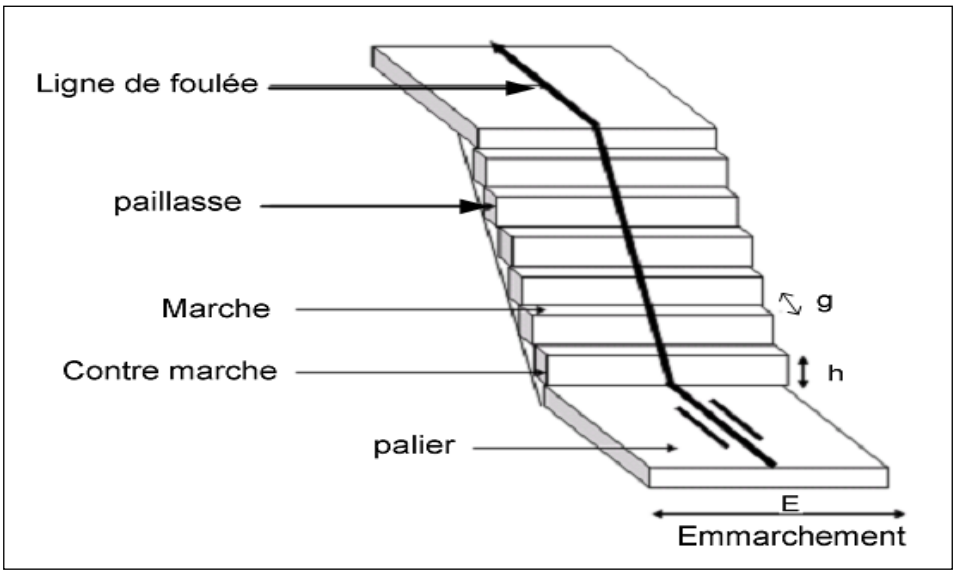


Figure III.8*. Représentation d'un escalier*

Avec :

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

III.4.3. Les déférents types d'escaliers :

Pour notre cas, on a 01 types d'escaliers ;

III.4.3.1. Escalier droite à deux volets :

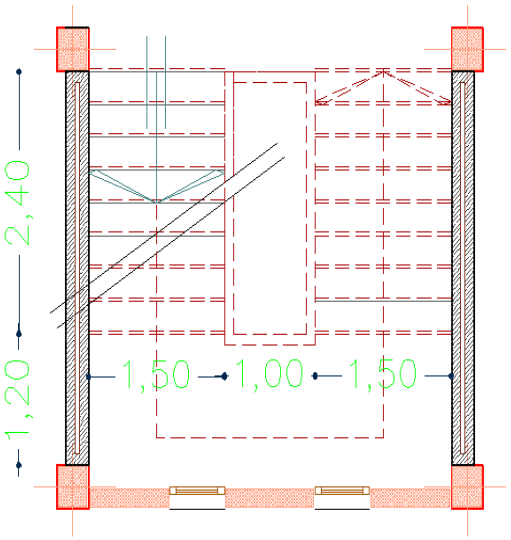


Figure III.9. *Schéma de l'escalier*

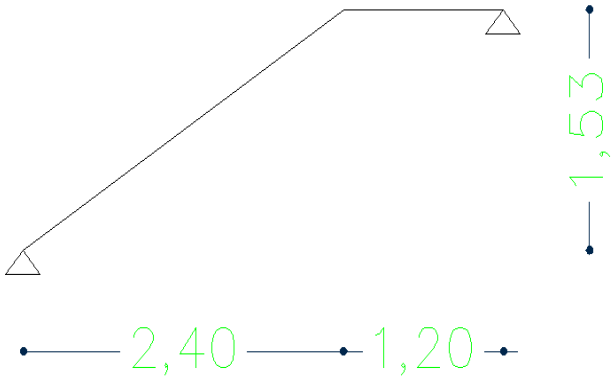


Figure III.10. *Schéma statique de l'escalier*

III.4.3.2. Pré dimensionnement :

❖ Calcul de l'angle d'inclinaison **α** :

$\tan \alpha = \frac{1.53}{2.40} = 0.64 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 32.62°$

❖ Calcul de longueur de la paillasse :

$L_0 = \frac{L}{\sin \alpha} = \frac{1.53}{Sin\ (32.62)} \Rightarrow L_0 = 2.84$ m

- L'épaisseur de la paillasse « ep » :

$\frac{l}{35} \leq ep \leq \frac{l}{30}$ Avec : $l = l_0 + 1.20$ **l = 4.04m**

$\frac{404}{35} \leq ep \leq \frac{404}{30}$; $11.54 \leq ep \leq 13.47$; Donc : **ep = 15**

III.4.3.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

III.4.3.3.A. Charges permanentes :

Tableau III.15. *Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier*

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.17 / 2	25	2.13
5	Poids propre de la palliasse	0.15/Cos α	25	4.45
6	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**8.28**

Tableau III.16. *Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier*

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**5.45**

III.4.3.4. Combinaison des charges :

Tableau III.17. *Combinaison des charges de l'escalier*

		G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	E.L.U $P_U = 1.35G+1.5Q$ (KN/m^2)	E.L.S $P_S = G+Q$ (KN/m^2)
Usage d'habitation	Paillasse	8.28	2.5	14.93	10.78
	Palier	5.45	2.5	11.11	7.95

III.4.3.5. Détermination des efforts : **[Art 7.2.1]**

Ce type d'escalier se trouve dans tous les étages du structure (de rez-de-chaussée jusqu'à la dernière étage),

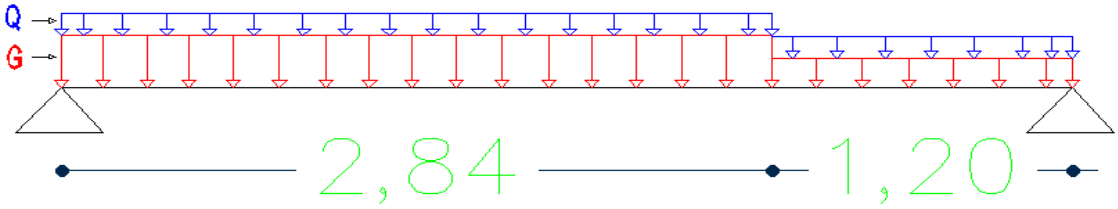


Figure III.11. *Schéma statique d'escalier à ELU et à ELS*

L'effort maximal :

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

Tableau.III.18. *Résultats de calcul d'escalier*

	M_t (KN.m)	M_a(KN.m)	T_U (KN)
ELU	13.80	-8.63	17.55
ELS	10.38	-6.11	-

III.4.3.6. Ferraillage :

Le Calcul de ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m à l'état limite ultime Voir annexe 05

Tableau.III.19. *Les données des ferraillages d'escalier*

Béton	f_{c28}=25 MPa	γ_b=1,5	σ_{bc}=14.2 MPa		e=2.5 cm
	f_{t28}=2,1 MPa	b=100 cm	h=15 cm		
Acier	FeE400	F_e=400 MPa	γ_s=1,15	$\mu_l = 0.392$	$\overline{\sigma_s} = 348$ Mpa

Tableau.III.20*. Calcul des sections d'armatures longitudinales d'escalier*

b	e	M travée	A tendu	A compr	M appui	A tendu	A compr
[cm]	[cm]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]
100	15	13.80	3.30	0.00	-8.63	2.00	0.00

Tableau.III.21*. Calcul des sections d'armatures de repartitionnes d'escalier*

Section d'armature choisie			
A tendu	A compr	A tendu	A compr
[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
7 HA 10	0.00	7 HA 10	0.00
5.50	/	5.50	/

Tableau.III.22. *Calcul des sections d'armatures de repartitionnes d'escalier*

Sections d'armature de répartition calculée				Section d'armature de répartition choisie			
A_{S1} choisi **(1)**	A_{S2} choisi	A'_{S1} choisi	A'_{S2} choisi **(2)**	A tendu	A compr	A tendu	A compr
[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
1.38	0.00	0.00	1.38	5 HA 10	0.00	0.00	5 HA 10
				3.93	0.00	0.00	3.93

*** Vérification de l'espacement entre les aciers en travée et appui**

✓ **Armatures longitudinal :**

St = 15 cm $n_b = \frac{100}{15} = 7$

L'espacement minimal : S_{pmin}=2.5cm

L'espacement maximal: St max ≤ Min [3h, 33cm]

St max ≤ Min [45,33cm] =S tmax = **33 cm**

$2.5cm \leq S_t = 15\ cm \leq 33\ cm$ …… **CV**

✓ **Armatures de répartitions :**

St = 20 cm $n_b = \frac{100}{20} = 5$

L'espacement minimal : S_{pmin}=2.5cm

L'espacement maximal: St max ≤ Min [4h, 45cm]

St max ≤ Min [60, 45cm] =S tmax = **45 cm**

$2.5cm \leq S_t = 20\ cm \leq 45\ cm$ …… **CV**

*** Vérification de l'effort tranchant : [Art A.5.1.2.1.1]**

Les étapes de calcule dans annexe 6

Tableau III.23. *Vérification de l'effort tranchant de l'escalier d'étage courant*

section	T (kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X15	17.55	0.14	3.33	Oui

III.4.3.7. Vérification des contraintes à l'état limite de service : [Art A.4.1.5.3]

Tableau III.24. *Vérification des contraintes d'escalier à ELS*

	A (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travées	5.50	10.38	4.6	15	vérifiée
En appuis	5.50	-6.11	1.4	15	vérifiée

Conclusion :

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

III.4.3.8. Vérification de la flèche : [Art B 6.8.4.2.4]

$\frac{h}{l} = \frac{0,15}{4.04} = 0.037 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{10.38}{20 \times 12.21} = 0.043$…… **CNV**

$\frac{A}{b_{0.d}} = \frac{5.50}{100 \times 12.5} = 0.0044 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ …… **CV**

Une condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire annexe 07. On doit vérifier que : $\Delta f \leq \bar{f}$

Avec: $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{4040}{500} = 8.08$

Tableau III.25. *Récapitulation des résultats de la flèche d'escalier*

M_{ag} (kN.m)	M_t (KN.m)	M_{ad} (KN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	f_c (mm)	f_{adm} (mm)	verification
-6.11		-6.11	5.50	5.50	3.20	8.08	Oui
	10.38						

Conclusion : La flèche est vérifiée.

III.4.4. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux, Elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b * h).

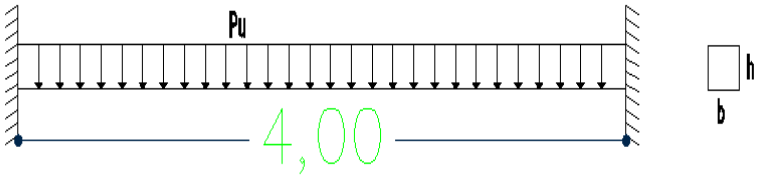


Figure III.12. *Dimensionnement de la poutre palière.*

III.4.4.1. Pré dimensionnement :

La longueur de la poutre : L =4.00 m.

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow$ 26.67cm ≤ h ≤ 40 cm on prend h=35 cm.

0.3h ≤ b ≤ 0.7h =>10.5cm ≤ b ≤ 24.5 cm on prend b=30 cm.

On adopte : (b x h) = (30 x 35)cm^2.

III.4.4.2. Vérification des prescriptions du RPA 99 V 2003 :

b = 30 cm ≥ 30cm …….. **CV**

h = 35cm ≥ 30cm ……. ……..**CV**

$\frac{h}{b}$ = 1.16 < 4 ……. ……..**CV**

III.4.4.3. Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre palière : p_p = 0.35*0.3*25 = 2.625 KN/ml

Réaction d'escalier : R_u = 17.55 KN ; R_{ser} = 12.44 KN ;

Donc :

ELU : $P_u = 2* R_u / L = 2*17.55 / 4 = 8.78$ KN/ml

ELS: $P_{ser} = 2* R_u / L = 2*12.44/ 4 = 6.22$ KN/ml.

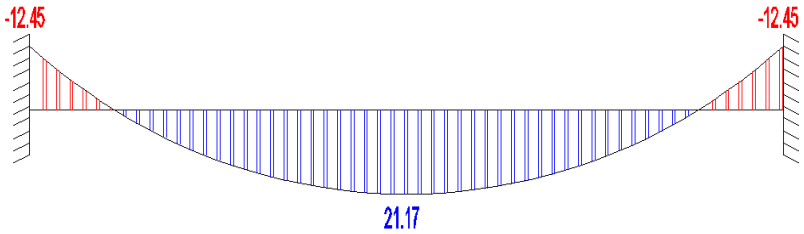


Figure III.13. *Diagramme de moment (ELU)*

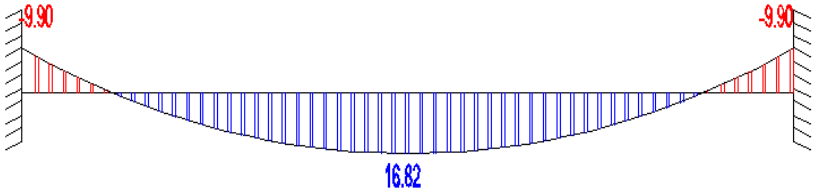


Figure III.14*. Diagramme de moment (ELS)*

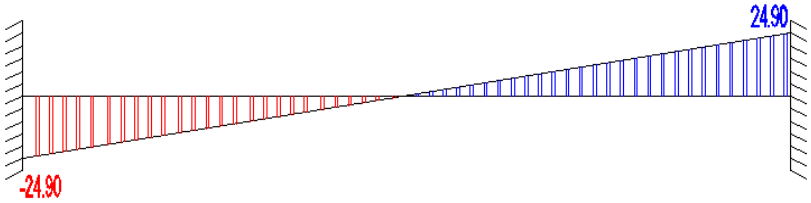


Figure III.15. *Diagramme de l'effort tranchant (ELU)*

Tableau III.26. *Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS*

	M_t (KN.m)	M_a(KN.m)	T_U (KN)
ELU	21.17	-12.45	24.90
ELS	16.82	-9.90	-

III.4.4.4. Ferraillage de Poutre palière :

Tableau III.27*. Calcul des sections d'armatures de la poutre palière*

h	b	M travée	A tendu	A compr	M appui	A tendu	A compr
[cm]	[cm]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]
35	30	21.17	1.90	0.00	-12.45	1.10	0.00

Tableau III.28*. Sections d'armatures choisies de la poutre palière*

Escalier			Sections d'armatures choisies			
h	b	Amin	A tendu	A compr	A tendu	A compr
[cm]	[cm]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
35	30	1.05	3HA12	3HA12	3HA12	3HA12
			3.39	3.39	3.39	3.39

III.4.4.5. Vérification des contraintes à l'ELS :

$\overline{\sigma_b}$ =15 MPa $\overline{\sigma_s}$=201.63 MPa

Tableau III.29. *Vérification à l'ELS de la poutre palière*

	A (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
En travées	3.39	16.82	3.60	165.70	37.40	vérifiée
En appuis	3.39	-9.90	1.30	17.10	17.10	vérifiée

Commentaire :

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

III.4.4.6. Vérification de l'effort tranchant :

Les étapes de calcules dans annexe 05

Tableau III.30. *Vérification de l'effort tranchant*

section	T (kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
30X35	24.90	0.26	2.5	Oui

III.4.4.7. Armatures transversales :

a. Diamètre des armatures transversales ϕ_t : [Art A.6.4.2]

Les étapes de calcule dans annexe 05

Tableau III.31*. Détermination des Armatures transversales*

$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	*Vérification*	St_N	St_C	ϕ_t	A_t
24.90	0.26	2.5	CV	10	15	8	3HA8=1.51

III.4.4.8. Vérification solen RPA 99 V 2003 : [Art 7.5.2.1]

A_{min} =0.5%*b*h

A_{max} = 4%*b*h…… Zone courante.

A_{max} = 6%*b*h …… Zone de recouvrement.

A_{min} =0.5%*30*35 = 5.25cm^2 ≤ ΣA = 6.78 cm^2 ≤ A_{max} = 4%*30*35 = 42 cm^2 …..... **CV**

III.4.4.9. Vérification de compression dans la bielle de béton :

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

a = min [b-c-2 = 25.5 ; 0.9*d =29.25] = 25.5cm

V_u = 24.90 KN ≤ 0.4* $\frac{25}{1.5}$*300*255 = 510 KN …..……..... **CV**

As =3.39 $cm^2 \geq \frac{Vu*\gamma_s}{f_e} = \frac{24.90\times10^3\times1.15}{400}$ = 0.72 cm^2 ……...……**CV**

III.4.4.10. Vérification au voisinage de l'appui :

$\sigma_m = \frac{2.V_u}{a.b_0} = \frac{2*24.90}{300*255} *10^3 = 0.65$ MPa

$\overline{\sigma_m} = 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s} = \frac{0.8*25}{1.15} = 17.39$ MPa

$\sigma_m = 0.65$ MPa $\leq \overline{\sigma_m} = 17.39$ MPa ……..…..**(CV)**

III.4.4.11. Vérification de la flèche :

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

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{400} = 0.088 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ ……..……..…**(CV)**

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_o} \rightarrow \frac{35}{400} = 0.088 \geq \frac{16.82}{10 \times 19.79} = 0.085$ ……..……..…...…….....**(CV)**

$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{30 \times 32.5} = 0.0035 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$ …..……..…..**(CV)**

Conclusion :

La flèche est vérifiée.

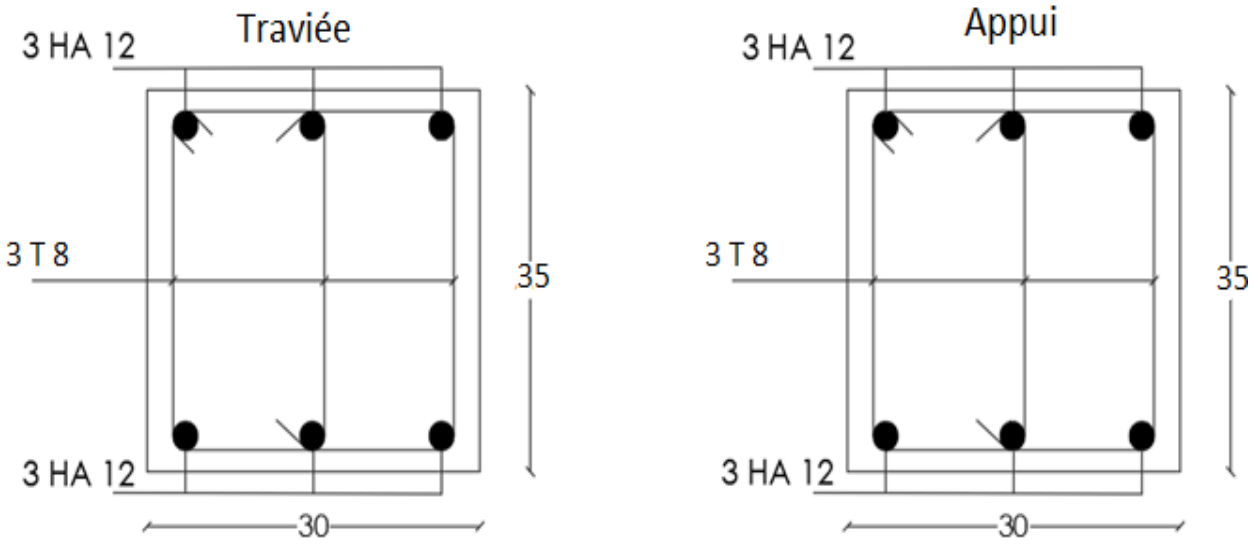


***Figure III.16**. Ferraillage de la poutre palière*

III.5. Les dalles pleines :

III.5.1. Définition :

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont l'épaisseur est inférieure aux autres dimensions, reposant sur 2, 3, ou 4 appuis avec ou sans continuité. On distingue dans notre structure deux types de dalle pleine de formes régulière reposant sur 4 appuis et de formes triangulaire reposant sur 3 appuis avec des dimensions différentes.

III.5.2 Principe de calcule :

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour tous les cas de charges, tous les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles.

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que Σ $travaux$ = 0, voir annexe 08**.**

Et pour le calcul des moments à l'ELS par la méthode de forfaitaire. Voir annexe 09**.**

III.5.3 Les déférents types des dalles pleines :

III.5.4.1 1er type : (dalle reposant sur 3 appuis)

Tableau III.32. *Evaluations de la sollicitation 1ère type*

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	q_u	q_s
Terrasse	8.23	1	12.611	9.230
E.C.H	6.91	3.5	14.579	10.410

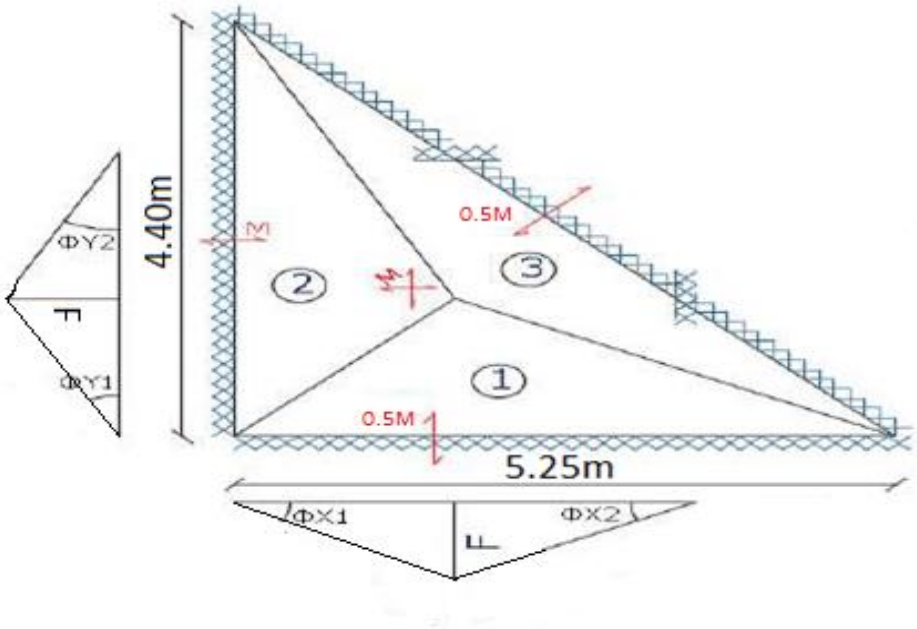


Figure III.17. *Dalle pleine triangulaire reposant sur 3 appuis (type 1)*

Tableau III.33*. Les Travaille interne et externe*

Travail externe : $T_{ext} = q \times f \times S$	**Travail interne :** $T_{int} = M_i \times L_i \times \theta_i$
$T_{ext} = 3.85\ q\ f$	$T_{int} = M\ f\left(\frac{7.88}{y} + \frac{8.8}{x} + \frac{5.25}{2.2-y} + \frac{4.4}{2.63-x}\right)$

Tableau III.34. *Les efforts internes*

E.L.U	E.L.S	
$q = \frac{M}{3.85}\left(\frac{7.88}{y} + \frac{8.8}{x} + \frac{5.25}{2.2-y} + \frac{4.4}{2.63-x}\right)$	$M_x = \mu_x P_s L^2_x$ $M_y = \mu_y M_x$	
q_u = 12.611 KN	P_s = 9.230 KN/m^2	
y = 1.20 m x = 1.54 m	ρ = 0.838	μ_x = 0.0586 μ_y = 0.7655
q = 5.41 Mu Mu = 0.185 q	M_x = 0.0586 x 9.23x (4.4)^2 = 10.471 KN.m M_y = 0.7655x 10.471 = 8.016 KN.m	
Mtx = Mty = 2.333 KN.m Max = May = -0.5 x2.333 =-1.167 KN.m	M_{tx} = 0.75 x 10.471 = 7.853 KN.m M_{ty} = 0.75 x 8.016 = 6.012 KN.m $M_{ax} = M_{ay}$ = - 0.5 x 10.471 = -5.238 KN.m	

III.5.4.2.2^{eme} type : (dalle reposant sur 4 appuis)

Tableau III.35. *Evaluations de la sollicitation 2eme type*

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	q_u	q_s
Terrasse	8.23	1	12.611	9.230
E.C.H	6.91	1.5	11.579	8.410

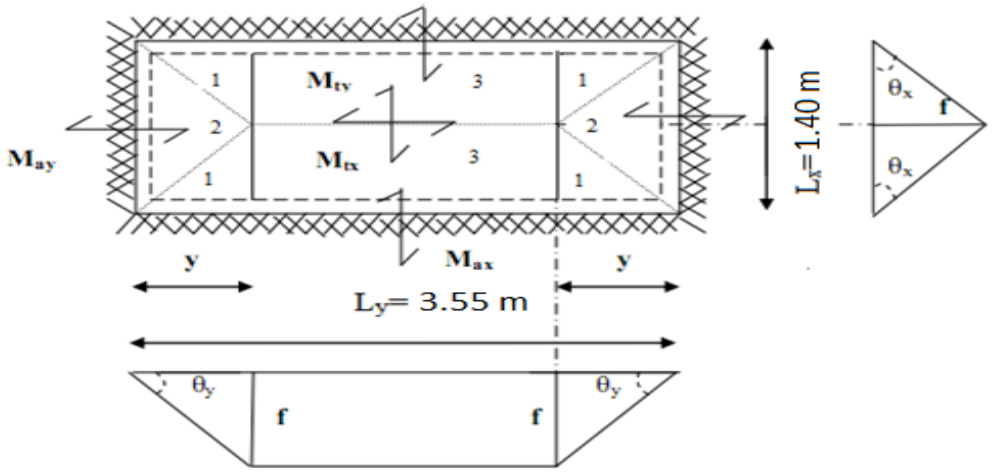


Figure III.18. *Dalle pleine rectangulaire reposant sur 4 appuis (type 2)*

Tableau III.36. *Les Travaille interne et externe*

Travail externe : $T_{ext} = q \times f \times S$	**Travail interne :** $T_{int} = Mi \times Li \times \Theta i$
$\Sigma T_{ext} = (2.485 - 0.466\ y)\ q\ f$	$\Sigma T_{int} = M\ f\left(\frac{4.2}{y} + 17.52\right)$

Tableau III.37. *Les efforts internes*

ELU	ELS
$q = M(\frac{\frac{4.2}{y} + 17.52}{2.486 - 0.466y})$	$Mt = \frac{Ps \times l^2 x}{10} = 0.8M0$ $Ma = \frac{Ps \times l^2 x}{16} = -0.5M0$
qu = 12.611 KN	ps = 9.230 KN/m²
y = 0.91 q = 10.74 Mu Mu = 0.093 q	$M0 = \frac{Ps \times l^2 x}{8} = 2.261$
Mu^t = 0.093 x 12.611 = 1.175 KN.m Mu^a = -0.5 x 1.175 = 0.587 KN.m	Ms^t = 0.8 x 2.261= 1.809 KN.m Ms^a = -0.5 x 2.261= 1.131 KN.m

III.5.5. Calcul du ferraillage :

1) A l'ELU :

b=100cm, c=c'= 2.5 cm, h=15cm, σ_b=14.2 MPa, σ_s= 348 MPa, Fe= 400 MPa

Tableau III.38. *Résultats de ferraillage à ELU*

			M (KN.m)	μ	ß	μ ≤ μl	A' (cm2)	A (cm2)	Amin (cm2)	A ≥ Amin
En travée	X	2.333		0.011	0.9945	CV	0	4HA10 = 3.14	1.5	CV
	Y			0.014	0.993	CV	0	4HA10 =3.14	1.5	CV
En appuis	X	-1.167		0.006	0.997	CV	0	4HA10 = 3.14	1.5	CV
	Y			0.007	0.9965	CV	0	4HA10 = 3.14	1.5	CV

III.5.6 Vérification A L'ELS :

On considère la fissuration est préjudiciable donc on doit vérifier que :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$, $\overline{\sigma}_b$ = 15 MPa ; $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$, $\overline{\sigma}_s$ = 201.63 MPa

Tableau III.39. *Vérification des contraintes à l'ELS.*

	A (cm²)		M ser (kN.m)	σ_b (MPa)	$\sigma_s = \sigma_s'$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
En travée	X	3.14	7.853	2.10	19.50	CV	CV
	Y	3.14	6.012	1.60	14.90	CV	CV
En appuis	X	3.14	-5.238	1.30	13.00	CV	CV
	Y	3.14	-5.238	1.30	13.00	CV	CV

III.5.7 Vérification de l'Espacement :

$S_t = \frac{100}{4} = 25cm \leq Min\ (3h = 45cm\ ;\ 33cm) = 33cm$ ..... **CV**

$S_a = \frac{100}{4} = 25cm \leq Min\ (4h = 60\ cm\ ;\ 45cm) = 45cm$ ..... **CV**

III.5.8 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

Suivant L_x: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07\ x\ 25}{1.5} = 1.17MPa$

$V_{ux} = \frac{P_u L_x L_y}{2\ L_y + L_x} = 20.734\ KN$ $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} = \frac{20.734\ x\ 10^3}{1000*125} = 0.166$

$\tau_{ux} = 0.166\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 1.17MPa$ ..... **CV**

Suivant L_y: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b}$

$V_{uy} = \frac{P_u L_x L_y}{3\ L_y} = 22.069\ KN$ $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y} = \frac{22.069\ x10^3}{1000*115} = 0.192$

$\tau_{ux} = 0.192\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 1.17MPa$ ..... **CV**

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.9 Vérification de la flèche :

$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{525} = 0.029 \geq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{\mathbf{7.853}}{20 \times 10.471} = 0.037$ ..... **CNV**

$\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{3.14}{100 \times 12.5} = 0.003 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$..... **CV**

$\frac{A_y}{b.d_y} = \frac{3.14}{100 \times 11.5} = 0.003 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$..... **CV**

Commentaire :

Puisque il y'a une condition n'est pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche $\mathbf{\Delta f \leq \bar{f}}$ Voir annexe 7

Avec : $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{5250}{500} = 10.5$

***Tableau III.40**. Récapitulation des résultats de la flèche*

f bar (cm)	y (cm)	I_0 (cm^4)	σs (Mpa)	ρ	u	λi	λv	ifi (cm^4)
1.05	7.652	29266.652	272.956	0.00251	0.241	8.367	3.347	10672.595
ifv (cm^4)	Ei (Mpa)	Ev(Mpa)	fi (mm)	fv(mm)	Δf(cm)	Δf (mm)	f bar (mm)	Δf < f bar
17819.571	32164.20	10721.40	12.877	23.138	1.026	10.261	10.50	cv

Conclusion : La flèche est vérifiée

CHAPITRE IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction :

L'étude sismique revient à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique, Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure, Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2. Critères de classification par RPA 99 version 2003 :

IV.2.1. Classification des zones sismiques : [Art 3.1]

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

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone II_a et II_b : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité forte.

Dans notre cas le projet et situé dans une zone de sismicité moyenne Zone II_a

IV.2.2. Classification des ouvrages selon leur importance : [Art 3.2]

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

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

Dans ce projet, on a un 'ouvrages de moyenne importance. **Groupe 2**

IV.2.3. Classification de site : [Art 3.3]

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage. On est en présence d'un site Meuble (Catégorie 3) .il est constitué de dépôts épais de sable et gravier moyennement dense ou d'argile moyennement raide.

IV.3. 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. (G)
- Le centre de Torsion. (T)

IV.3.1. Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse (G) sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; et ce par la formule suivante

$$X_G = \frac{\sum W_i * X_i}{\sum W_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum W_i * Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

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

IV.3.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion (T) est un point caractérisé par :

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

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

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * X_i}{\sum I_{yi}} \quad ; \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

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

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

- Pour les poteaux : $I_x = \frac{b\,h^3}{12}$; $I_y = \frac{h\,b^3}{12}$
- pour les voiles pleins : $I_x = \frac{L\,e^3}{12}$; $I_y = \frac{e\,L^3}{12}$
- pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n\ I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$

Avec :

a_n : coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30\,n^2} - \frac{1}{30\,n^3}\right)\frac{20}{11}$ ….. Si $n \leq 11$

$a_n = 1$ Si $n > 11$

I : Inertie totale du refend.

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

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

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

I_i : Moment d'inertie des trumeaux.

A_i : Aire des éléments du refend.

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

a : Demi portée de l'ouverture.

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

H_0 : Hauteur totale du refend.

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

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

H: Hauteur d'étage.

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

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

Avec : $\xi = \frac{X}{H}$ Si $0 < \xi < 1$

$$A_0(\alpha, \xi) = \frac{1}{3}(2 - 3\xi + \xi^3) + \frac{2}{\alpha^2}\xi + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3\,\text{ch}\,\alpha}.\text{sh}\,\alpha\,(1-\xi) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{\text{ch}\,\alpha\xi}{\text{ch}\,\alpha}$$

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

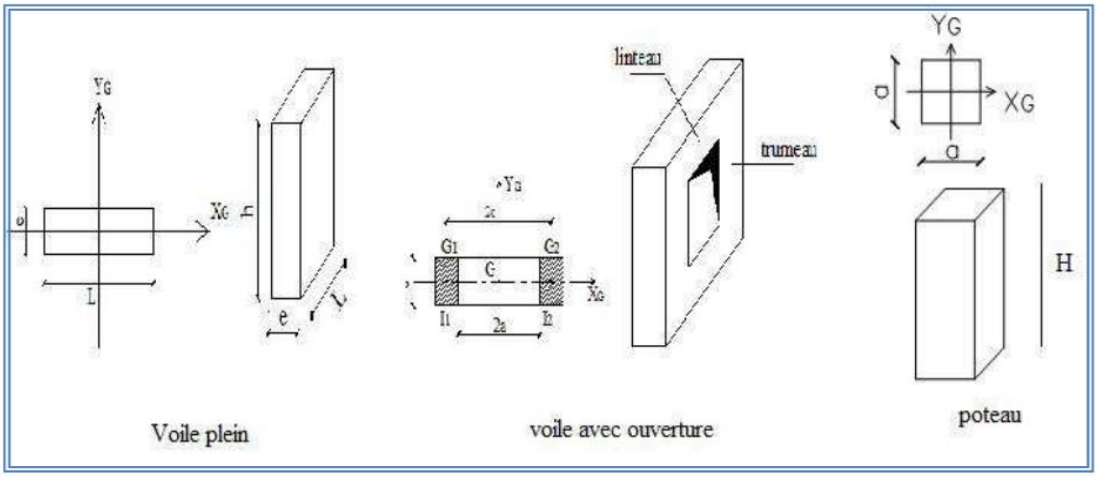


***Figure IV.1**. Inerties des voiles et des poteaux*

IV.3.3. Disposition du voile :

IV.3.3.1. Voile périphérique (partie Entresol) :

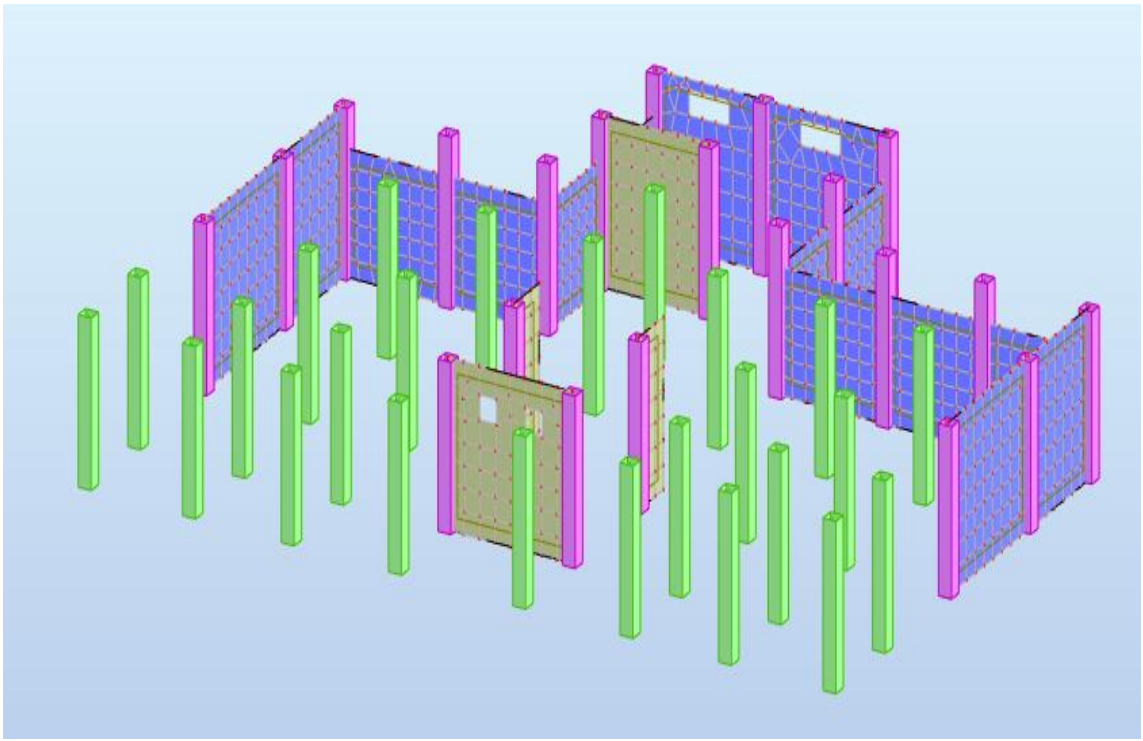


***Figure IV.2**. La disposition des voiles périphérique (partie Entresol)*

IV.3.3.2. Proposition de la disposition des voiles des contreventements :

Tableau IV.1. *Les résultats dans les 3 premiers modes*

Les modes	Période (sec)	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)
1ere mode	0.79	3.23	57.65
2eme mode	0.75	57.23	4.38
3eme mode	0.58	2.94	1.64

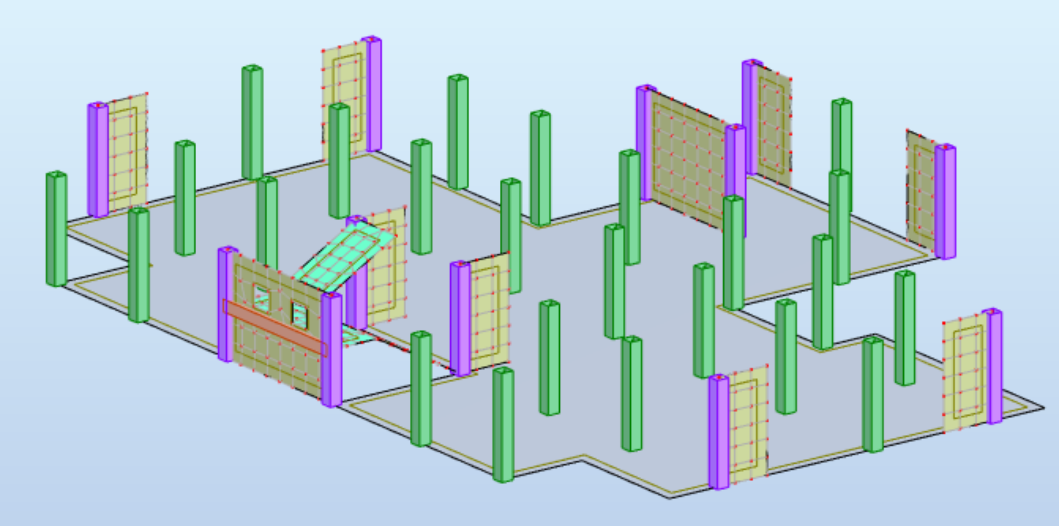


Figure IV.3. *Disposition des voiles*

IV.3.3.3. Calcul de centre de masse et centre de torsion :

A- La position de centre de masse et centre de torsion Sans voiles :

Tableau IV.2. *Calcule le centre de masse et le centre de torsion Sans voiles*

Niveau		Masse et centre de Masse		Inertie et centre d'inertie	
Niveau (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	XT (m)	YT (m)
+1.02	2621.45	12.62	11.40	12.45	17.81
+4.08	1365.86	13.14	11.45	12.69	8.81
+7.14	1365.86	13.14	11.45	12.69	8.81
+10.20	1149.61	13.23	11.43	12.68	7.65
+13.26	1149.61	13.23	11.43	12.68	7.65
+16.32	1149.61	13.23	11.43	12.68	7.65
+19.38	1061.75	13.27	11.42	12.66	7.17
+22.44	991.49	13.29	11.90	12.70	11.53

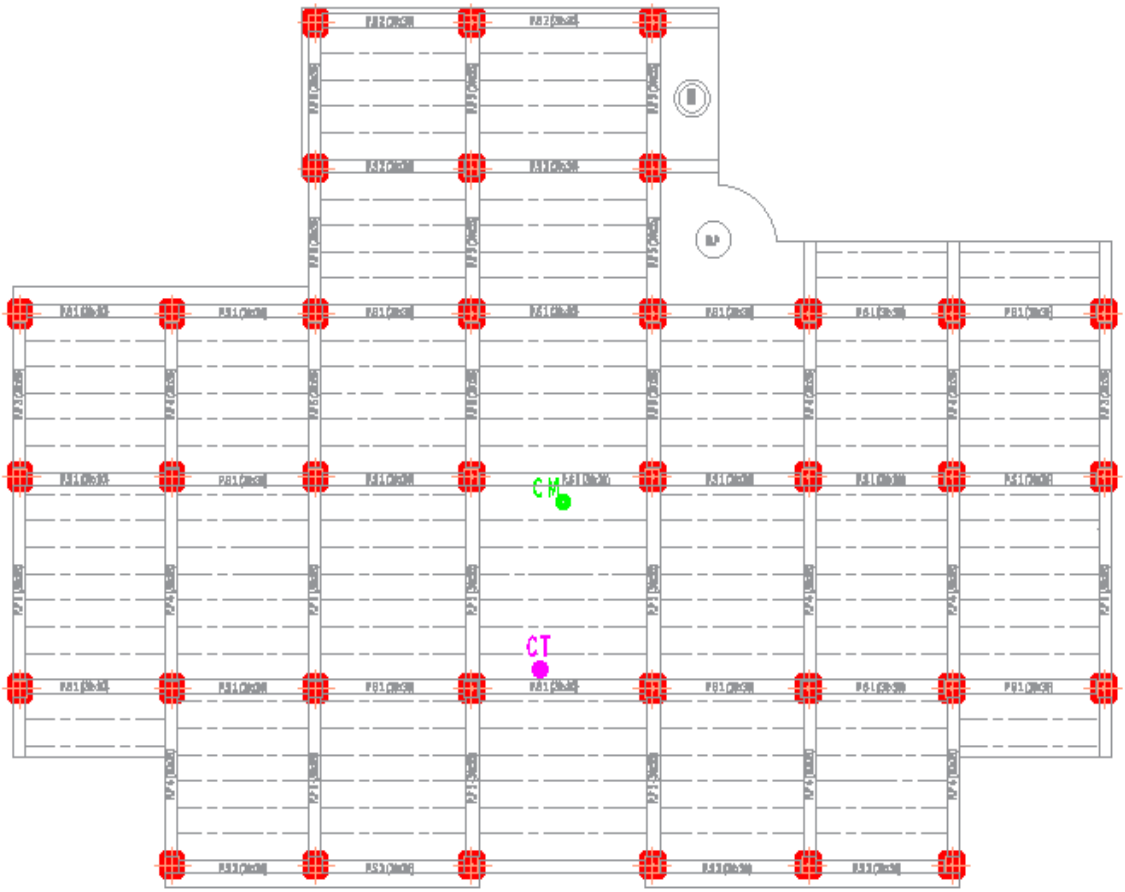


Figure IV.4. *La position du centre de masse et centre de torsion*

B- La position de centre de masse et centre de torsion avec voiles :

Tableau IV.3. *Calcule le centre de masse et le centre de torsion avec voiles*

Niveau		Masse et centre de Masse		Inertie et centre d'inertie	
Niveau (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	XT (m)	YT (m)
+1.02	2857.06	12.90	10.31	12.46	13.96
+4.08	1591.85	13.07	11.43	12.94	11.99
+7.14	1591.85	13.07	11.38	12.94	11.99
+10.20	1375.60	13.09	11.37	12.98	12.01
+13.26	1375.60	12.82	11.39	12.98	12.01
+16.32	1375.60	12.97	11.38	12.98	12.01
+19.38	1287.75	13.10	11.32	12.99	10.80
+22.44	1217.48	13.10	11.46	12.99	11.19

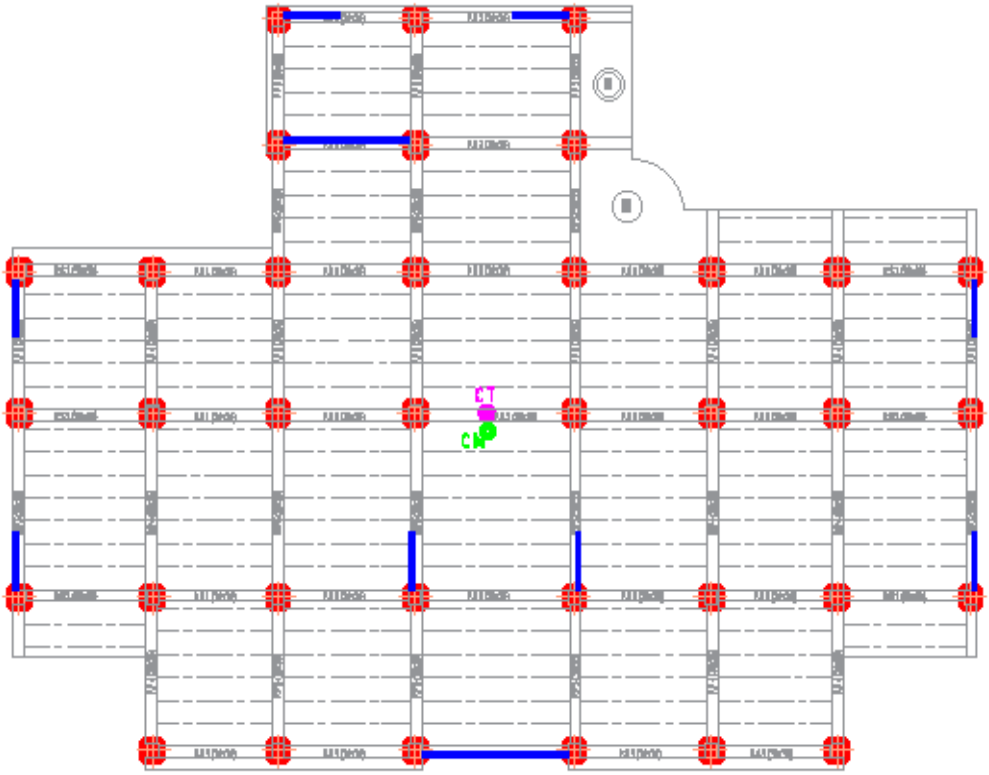


Figure IV.5. *La position du centre de masse et centre de torsion*

IV.3.4. Calcul d'excentricité : [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 dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment Ly = 22.10m
Largeur du bâtiment Lx = 26.05m

IV.3.4.1. Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 3.91m
Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 3.32m

IV.3.4.2. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit : $e_x = |X_T - X_G|$ $e_y = |Y_T - Y_G|$

Tableau IV.4. *Calcule d'excentricité théorique*

Niveau (m)	e_x (m)	e_y (m)	Excentricité admissible		Vérification	
			15% L_x	15% L_y	$e_x \leq 15\% L_x$	$e_y \leq 15\% L_y$
+1.02	0.44	3.65	3.91	3.32	Ok	NON
+4.08	0.13	0.56	3.91	3.32	Ok	Ok
+7.14	0.13	0.61	3.91	3.32	Ok	Ok
+10.20	0.11	0.64	3.91	3.32	Ok	Ok
+13.26	0.16	0.62	3.91	3.32	Ok	Ok
+16.32	0.01	0.63	3.91	3.32	Ok	Ok
+19.38	0.11	0.52	3.91	3.32	Ok	Ok
+22.44	0.11	0.27	3.91	3.32	Ok	Ok

IV.3.4.3. Excentricité accidentelle : [Art 4.2.7] et [Art 4.3.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à 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.

$$\mathbf{E_X = 0.05\ L_x \quad ; \quad E_Y = 0.05\ L_y}$$

Dans notre cas on a :

Longueur du bâtiment : $L_y = 22.10m$ donc : $E_y = 1.11m$

Largeur du bâtiment : $L_x = 26.05m$ donc : $E_x = 1.30m$

IV.4. Choix de la méthode de calcul :

IV.4.1. Introduction :

Pour analyser les efforts horizontaux qui sont appliqués au niveau des planchers, on utilise une méthode parmi les trois suivantes selon leurs conditions d'application :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.4.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente : [Art 4.1.2]

Pour notre structure, la hauteur (H = 25.44m) dépassant le 23 m, Car notre bloc étudié présente une configuration irrégulière dans la Zone IIa et groupe d'usage 2 donc selon le RPA99V2003, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, pour simplifier les calculs, cette étude sera menée selon, la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse « ROBOT ANALYSIS 2017 ».

IV.4.3. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.4.3.1. Principe :

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

IV.4.3.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le « ROBOT ANALYSIS 2017 » est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.4.3.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

Avec :

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

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage,
Pour notre ouvrage on a : (zone IIa, groupe d'usage 2) **A = 0.15**

b) η : Facteur de correction d'amortissement :

Donné par la formule :$\boldsymbol{\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \ge 0{,}7}$.....**[Tab 4.2]**
Selon RPA99v2003, remplissage dense, ξ = 7% **[Tab 4.2.]** ; Donc : **η = 0.882**

c) R : coefficient de comportement : [Art 3.4.A.4.b]

Conformément à l'article **[3.4.A.4.b]** du RPA 99V2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- ✓ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : **R = 3.5**

Tableau III.5*.les efforts revenant aux voiles*

	Voiles de contreventement		
	Effort tranchant		**Effort normal**
Etage	Tx	Ty	N
E-Sol	2909.72	3023.34	-17268.22
RDC	2299.89	1687.31	-7454.02
1 ère	2120.75	1203.14	-6265.17
2 eme	2071.31	1479.24	-6092.83
3 eme	1636.35	1122.89	-5168.40
4 eme	1157.42	810.04	-3889.14
5 eme	975.68	813.16	-2772.03
6 eme	200.80	202.98	-1435.05

Tableau III.6*.les efforts revenant aux poteaux*

	Poteaux		
	Effort tranchant		**Effort normal**
Etage	Tx	Ty	N
E-Sol	788.15	478.85	-25287.38
RDC	1253.23	1718.72	-27463.98
1 ère	1221.56	2038.47	-23386.13
2 eme	982.42	1495.89	-18340.68
3 eme	1059.20	1490.16	-14185.44
4 eme	1103.56	1359.21	-10504.62
5 eme	756.31	815.85	-6721.50
6 eme	812.16	732.87	-3040.79

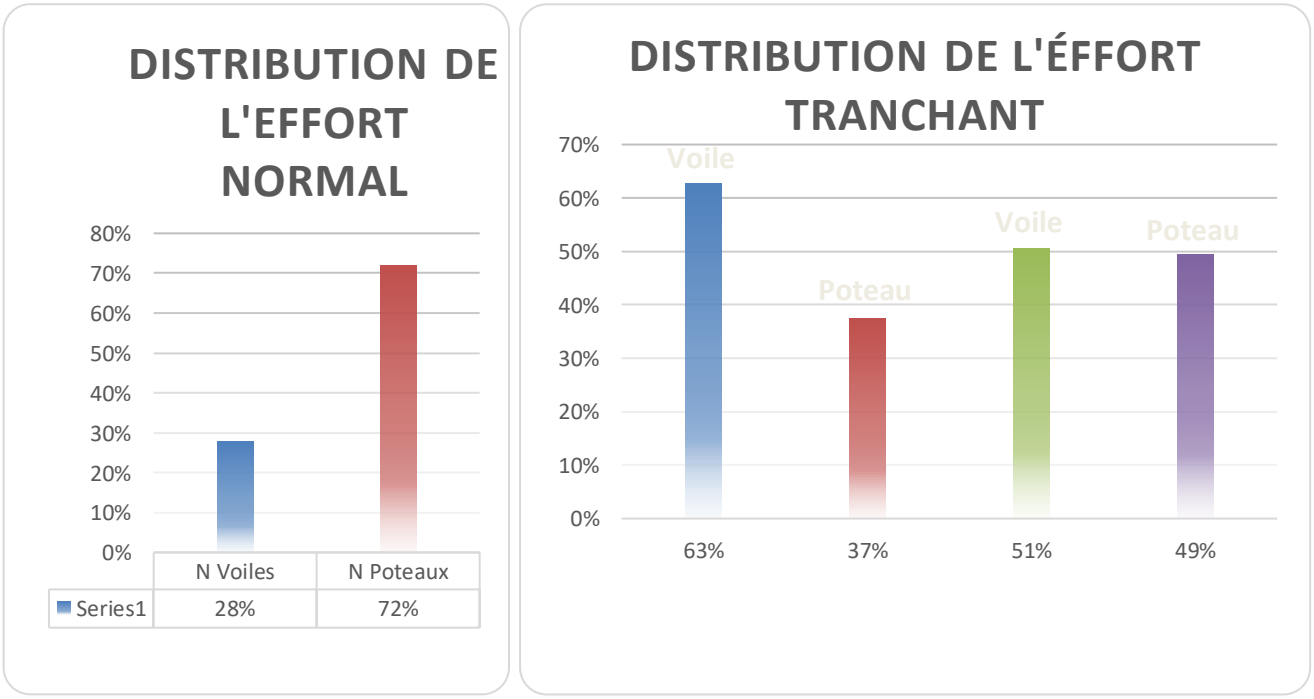


Figure IV.6*. Distribution sous charges vertical et charges horizontales*

d) Q : Facteur de qualité : [Art 4.2.3 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 :

Tableau IV.7. *Détermination du facteur de qualité Q de la structure*

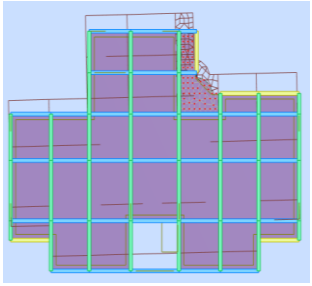
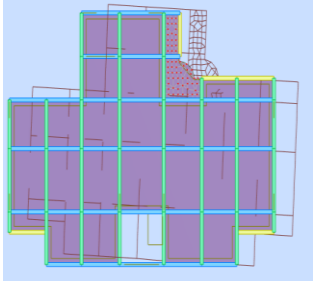
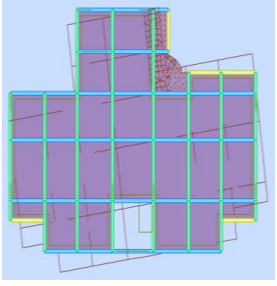
		Suivant X		**Suivant Y**	
	Critère	Observé	Valeur	Observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
		$Q=1+\sum_1^6 P_q$	**1.10**	$Q=1+\sum_1^6 P_q$	**1.05**

IV.5. Résultats de l'analyse dynamique :

- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de force sismique à la base.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification des déplacements inter étages.
- Vérification de cisaillement des éléments.
- Vérification d'effort normale réduit à la base.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.5.1. Vérification de comportement pour les trois premiers modes :

Tableau IV.8. *Le comportement des trois premiers modes*

Modes	1er mode	2^{éme} mode	3^{éme} mode
Comportement	Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X	Rotation autour de l'axe Z
Période (s)	**0.79**	**0.75**	**0.58**
Image			

IV.5.2. 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.]** ≫

Tableau IV.9. *Vérification de participation massique***.**

Mode	Période	Ux (%)	Uy (%)	Cumulée Ux (%)	Cumulée Uy (%)
1	0.79	3.23	57.65	3.23	57.65
2	0.75	57.23	4.38	60.45	62.03
3	0.58	2.94	1.64	63.39	63.67
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
11	0.06	3.68	0.00	92.35	86.04
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
37	0.04	0.02	3.35	94.33	92.91

Commentaire :

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 11 ème mode suivant l'axe (X).

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 37 ème mode suivant l'axe (Y).

Le Nombre des modes retenus = 37 modes.

Le Temps des modes retenus = 4.46 s.

Selon RPA version 2003 **[Art 4.3.4-b]** ; Le nombre minimal des modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20$sec

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol

T_K : la période du mode K

N =7 donc : $K \geq 3\sqrt{7} = 7.937$ on prend : K=8

$T_K = 0.09 \leq 0.20$ sec …… Condition Vérifiée

IV.5.3. Vérification de force sismique à la base :

La résultante des forces sismique à la base E_d obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (RPA99 version 2003 **[Art 4.3.6]**).

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

IV.5.3.1. Calcul de la force sismique totale : **[Art 4.2.3]**

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

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W \quad ; \quad V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W$$

Avec :

- ✓ **A :** coefficient d'accélération de zone. **A = 0,15**
- ✓ **D :** facteur d'amplification dynamique moyen.

- Selon RPA version 2003 : **[Art 4.2.3]**

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

$\boldsymbol{T_2}$ **= 0,5 s**, tableau 4.7 (avec site S_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_x = 0.450s. ; T_y = 0.490s

Donc: **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 = 1.10** ; **Q_y = 1.05**
- ✓ **W :** poids total de la structure

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ Avec : $W_i = W_{Gi} + ß_1 W_{Qi}$

$\beta_1 = 0.2$

Poids de la structure : **W = 38857.87KN**

Tableau IV.10. *Calcul de la force sismique*

	Type	Fx	Fy	Fz
Edx	Max	3249.22	/	/
Edy	Max	/	3095.04	/
G+0.2Q	Max	/	/	38857.87

Tableau IV.11. *Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul*

	A	D	R	Q	∑Wi (KN)	Vs (KN)	E_d	$\frac{E_d}{V_s}$	$\frac{E_d}{V_s} \geq 0.8$
X	0.15	2.205	3.5	1.10	38857.87	4039.28	3249.22	0,80	Vérifiée
Y	0.15	2.205	3.5	1.05	38857.87	3855.67	3095.04	0,80	Vérifiée

IV.5.4. Vérification de la stabilité au renversement : [Art 4.2.5]

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} : la force distribuée en hauteur suivant X.

F_{iy} : la force distribuée en hauteur suivant Y.

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

Le moment de stabilité qui est égal à : $Mt_x = X_G \times Wi$

$Mt_y = Y_G \times Wi$

Avec :

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

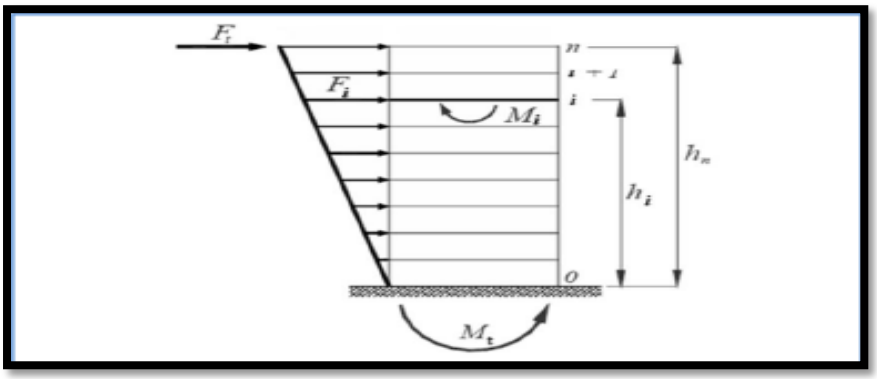


Figure IV.7*. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.*

IV.5.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques : [Art 4.4.1]

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

Avec :

$$F_t = \begin{cases} 0.07\ T.V \leq 0.25\ V & \text{Si } T \geq 0.7\ s \\ 0 & \text{Si } T < 0.7\ s \end{cases}$$

On a: Tx = 0.450 s ≤ 0.7 s → Ft = 0 KN

Ty = 0.490 s ≤ 0.7 s → Ft = 0 KN

$$F_{ix} = \left\{\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right\}.V_x = \alpha_x . V_x \quad ; \quad F_{iy} = \left\{\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right\}.V_y = \alpha_y . V_y$$

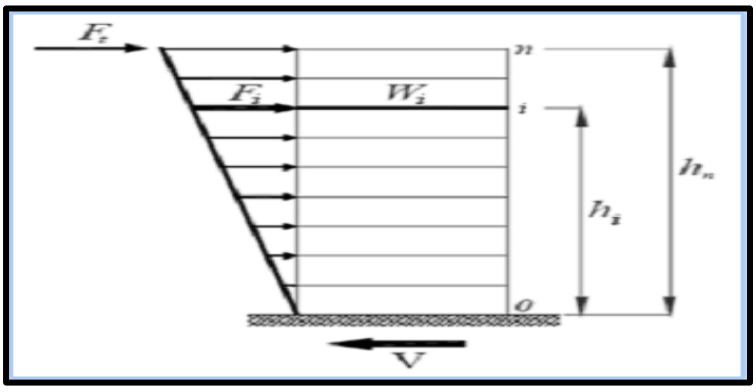


Figure IV.8. *La distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage.*

Donc : il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau IV.12*.Calcul du moment de renversement et Vérification de stabilisation dans sens X*

Etage	Vx (KN)	h (m)	FX	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
1ere	3800.07	4.02	148.25	38857.87	12.98	595.965	504375.153	OK
2eme	3651.82	7.08	216.76		13.24	1534.661	514478.199	OK
3eme	3435.06	10.14	296.51		13.24	3006.611	514478.199	OK
4eme	3138.55	13.20	368.12		13.24	4859.184	514478.199	OK
5eme	2770.43	16.26	446.65		13.24	7262.529	514478.199	OK
6eme	2323.78	19.32	543.68		13.24	10503.898	514478.199	OK
7eme	1780.1	22.38	739.03		13.24	16539.491	514478.199	OK
8eme	1041.07	25.44	1041.07		13.24	26484.821	514478.199	OK

Tableau IV.13*.Calcul du moment de renversement et Vérification de stabilisation dans sens Y*

Etage	Vy (KN)	h (m)	FY	W (KN)	Yg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
1ere	3572.94	4.02	97.87	38857.87	9.27	393.437	360212.455	OK
2eme	3475.07	7.08	167.79		8.53	1187.953	331457.631	OK
3eme	3307.28	10.14	271.88		8.53	2756.863	331457.631	OK
4eme	3035.4	13.2	369.38		8.53	4875.816	331457.631	OK
5eme	2666.02	16.26	452.84		8.53	7363.178	331457.631	OK
6eme	2213.18	19.32	551.2		8.53	10649.184	331457.631	OK
7eme	1661.98	22.38	707.17		8.53	15826.465	331457.631	OK
8eme	954.81	25.44	954.81		8.53	24290.366	331457.631	OK

Commentaire :

La condition est vérifiée, ce qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV.5.5. Vérification du déplacement inter-étages :

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

$$\delta_K = R\delta_{ek} \quad \textbf{[Art 4.4.3]}$$

Avec :

$\boldsymbol{\delta_{ek}}$: 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 :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \textbf{[Art 5.10]} \ (1)$$

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser : $\Delta_k \text{ adm} = 0.01h_e$

h_e : La hauteur de l'étage K.

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

Suivant X :

Tableau IV.14. *Vérification des déplacements inter étages Sens X*

Niveau (m)	he (m)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k adm (cm)	Verification
1ere	4.02	0.334	0.334	4.02	Ok
2eme	3.06	1.231	0.897	3.06	Ok
3eme	3.06	2.458	1.227	3.06	Ok
4eme	3.06	3.954	1.496	3.06	Ok
5eme	3.06	5.581	1.627	3.06	Ok
6eme	3.06	7.238	1.657	3.06	Ok
7eme	3.06	8.907	1.669	3.06	Ok
8eme	3.06	10.497	1.590	3.06	Ok

Suivant Y :

Tableau IV.15. *Vérification des déplacements inter étages sens Y*

Niveau (m)	he (m)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k adm (cm)	Vérification
1ere	4.02	0.187	0.187	4.02	Ok
2eme	3.06	1.184	0.997	3.06	Ok
3eme	3.06	2.613	1.430	3.06	Ok
4eme	3.06	4.333	1.720	3.06	Ok
5eme	3.06	6.032	1.699	3.06	Ok
6eme	3.06	7.576	1.544	3.06	Ok
7eme	3.06	8.965	1.389	3.06	Ok
8eme	3.06	10.162	1.197	3.06	Ok

Commentaire :

Le déplacement inter étage est satisfait à tous les niveaux (y'a pas de changement de masse ni de rigidité).

IV.5.6. Vérification de cisaillement des éléments :

IV.5.6.1. Les poutres :

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 : **Annexe 6 [Art A.5.1]**

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

Tableau IV.16*. Vérification du cisaillement des éléments.*

Eléments	section	Vu(KN)	Combinaison	τ (MPa)	Type de fissuration	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
P principales	30x45	125.42	G+Q-Vy	0.98	Peu nuisible	4.35	OK
P secondaire	30x35	103.21	0.8G-Vx	1.06	Peu nuisible	4.35	OK
Chinage	30x30	23.91	G+Q-Vy	0.29	préjudiciable	2.50	OK

Commentaire :

La vérification du cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons Sont vérifiées.

IV.5.6.1. Les voiles :

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort Tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%

La contrainte de cisaillement est égale : $\tau = \frac{1.4\,|Vu|}{b.d}$

Avec :

V_u : L'effort tranchant.
b : L'épaisseur de voile.
d = 0.9*L.
La contrainte limite de cisaillement : $\bar{\tau} = 0.2 x f_{c28}$

Tableau VI.17. *Vérification de cisaillement des voiles.*

direction	Section	Vu	combinaison	τ	$\bar{\tau}$	$\tau \leq \bar{\tau}$
X	480x15	217.69	G+Q+Vx	0.47	5	Oui
	420x15	-320.48	G+Q+Vx	0.79	5	Oui
	185x15	-292.82	G+Q-Vx	1.64	5	Oui
	185x15	200.59	G+Q+Vx	1.12	5	Oui
Y	173x15	-350.00	G+Q+Vy	2.10	5	Oui
	173x15	328.41	G+Q-Vy	1.97	5	Oui
	173x15	-267.34	G+Q+Vy	1.60	5	Oui
	173x15	255.40	G+Q-Vy	1.53	5	Oui
	173x15	-108.96	G+Q-Vy	0.65	5	Oui
	173x15	-111.03	G+Q-Vy	0.67	5	Oui

IV.5.7. Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3]

Selon RPA version 2003, On entend par effort normal réduit, le rapport :

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

Avec :

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

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

Niveau	b(cm)	h(cm)	N_d(N)	B_c(mm^2)	combinaison	ν	$\nu \leq 0.3$
POT 45x45	45	45	1508137.47	202500	G+Q+Vy	0,297	Oui
POT 35x35	35	35	945586.81	122500	G+Q+Vy	0,300	Oui
POT 30x30	30	30	354758.06	90000	G+Q+Vy	0,175	Oui

IV.5.8. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [Art.5.9]

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 : $\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k}$

Avec :

- 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 : $0.10 < \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si : $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée

Tableau IV.19. *Vérification l'effet P-Δ suivant les deux sens Y*

Etage	P_k	Δ_k	V_k	h_k	θ_k	Vérification
1ere	38857.87	0.187	3572.94	4.02	0.00506	OK
2eme	31783.61	0.997	3475.07	3.06	0.02980	OK
3eme	26987.63	1.430	3307.28	3.06	0.03813	OK
4eme	22240.57	1.720	3035.40	3.06	0.04118	OK
5eme	17631.63	1.699	2666.02	3.06	0.03672	OK
6eme	13142.28	1.544	2213.18	3.06	0.02996	OK
7eme	8712.78	1.389	1661.98	3.06	0.02380	OK
8eme	4165.22	1.197	954.81	3.06	0.01706	OK

Tableau IV.20*. Vérification l'effet P-Δ suivant les deux sens X*

Etage	P_k	Δ_k	V_k	h_k	θ	Vérification
1	38857.87	0.334	3800.07	4.02	0.00850	OK
2	31783.61	0.897	3651.82	3.06	0.02551	OK
3	26987.63	1.227	3435.06	3.06	0.03150	OK
4	22240.57	1.496	3138.55	3.06	0.03464	OK
5	17631.63	1.627	2770.43	3.06	0.03384	OK
6	13142.28	1.657	2323.78	3.06	0.03063	OK
7	8712.78	1.669	1780.10	3.06	0.02670	OK
8	4165.22	1.590	1041.07	3.06	0.02079	OK

IV.6. Conclusion :

A la fin de ce chapitre, et à partir de l'étude dynamique de la structure on a changées dimensions des éléments, les dimensions finales suivantes :

Les Poutres :

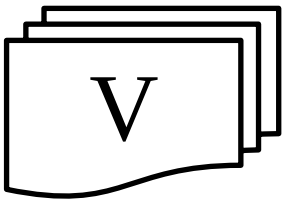
- ✓ Poutres principales (30x45) cm^2
- ✓ Poutres secondaires (30x35) cm2
- ✓ Poutres palier (30x35) cm2
- ✓ Chinage (30x30) cm2

Les poteaux :

- ✓ Pour (Enter-sol + RDC + 1ere) étages :(45x45) cm^2.
- ✓ Pour (2eme + 3eme + 4eme) étages :(35x35) cm^2.
- ✓ Pour (5eme + 6eme) étages :(30x30) cm^2.

L'épaisseur du voile :

- ✓ Ep Voile = 15 cm.
- ✓ Ep Voile Périphérique = 20 cm.

CHAPITRE 

Ferraillage des éléments résistants

V.1.Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA93 et RPA 99 version 2003.

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

- Les combinaisons données par les règles du CBA 93 :
  - ✓ **E.L.U :** 1,35G +1,5Q et G + Q + E
  - ✓ **E.L.S :** G + Q
- Les combinaisons données par les règles du RPA99 version 2003 :
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec : G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction :

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V.1*. Les données de calcul pour les armatures longitudinales à l'ELU*

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b = 1,5	γ_s = 1,15	γ_b = 1, 15	γ_s = 1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b = 25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ = 14,2 Mpa	$\sigma_s = 348$ Mpa	$\overline{\sigma_b}$ = 18,48 Mpa	$\sigma_s = 400$ Mpa

V.2.2. Recommandations du RPA99 :

V.2.2.1. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section. **[Art 7.5.2.1]**
  - A_s^{min} = 0.5% (b x h) = 0.005x (30x45) = **6.75 cm²**
  - A_s^{min}= 0.5% (b x h) = 0.005x (30x35) = **5.25 cm²**
  - A_s^{min}= 0.5% (b x h) = 0.005x (30x30) = **4.50 cm²**
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.

➢ **Poutre de section (30x45) :**

$$\begin{cases} 4\%\ enzonecourant \\ 6\%\ enzonenodale \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_S^{max} = 0.04\ x(30\ x\ 45) = 54cm^2 \\ A_S^{max} = 0.06\ x(30\ x\ 45) = 81cm^2 \end{cases}$$

➢ **Poutre de section (30x35) :**

$$\begin{cases} 4\%\ enzonecourant \\ 6\%\ enzonenodale \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_S^{max} = 0.04\ x(30\ x\ 35) = 42cm^2 \\ A_S^{max} = 0.06\ x(30\ x\ 35) = 63cm^2 \end{cases}$$

➢ **Poutre de section (30x30) :**

$$\begin{cases} 4\%\ enzonecourant \\ 6\%\ enzonenodale \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_S^{max} = 0.04\ x(30\ x\ 30) = 36cm^2 \\ A_S^{max} = 0.06\ x(30\ x\ 30) = 54cm^2 \end{cases}$$

V.2.2.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires :

Les moments fléchissants ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau V.2. *Ferraillage longitudinal des poutres*

Les poutres	Position	Mu (KN.m)	combinaison	A calcul (cm^2)	A choisie (cm^2)
PP (30x45)	Travée	127.26	0.8G - Edy	8.00	4HA16 = 8.04
	Appui	-170.14	G + Q - Edy	11.00	4HA16 + 2chHA14= 11.12
PP (Voile) (30x45)	Travée	208.40	0.8G - Edy	13.90	4HA16 + 4chHA14 = 14.20
	Appui	-219.73	G + Q + Edy	14.80	4HA16 + 4chHA16 = 16.08
PS (30x35)	Travée	87.52	0.8G + Edx	7.30	4HA14+2chHA12 = 8.42
	Appui	-108.27	G + Q + Edx	9.10	4HA14 + 2chHA14 = 9.24
PS (Voile) (30x35)	Travée	117.99	0.8G + Edx	10.20	4HA14 + 4chHA12 = 10.68
	Appui	-136.54	G + Q + Edx	12.10	4HA14 + 4chHA14 = 12.32
Chaînage (30x30)	Travée	16.92	G + Q + Edy	1.60	3HA12 = 3.39
	Appui	-23.90	G + Q + Edx	2.20	3HA12 = 3.39

V.2.3 Vérification des poutres selon les conditions RPA2003 et CBA93 :

Il faut vérifier que :

- A tendue ≥ A_{min} CBA
- A Travée ≥ $A_{min\ RPA}$ et A Travée ≤ $A_{max\ RPA}$
- A appui ≥ $A_{min\ RPA}$ et A appui ≤ $A_{max\ RPA}$

Tableau V.3. *Vérification des poutres selon CBA93*

Poutres	A tendu (cm2)	Amin CBA (cm2)	Vérification
PP (30x45)	8.04	1.35	OK
PP (Voile) (30x45)	14.20	1.35	OK
PS (30x35)	8.42	1.05	OK
PS (Voile) (30x35)	10.68	1.05	OK
Chaînage (30x30)	3.39	0.90	OK

Tableau V.4. *Vérification des poutres selon RPA2003*

Poutres	Position	A+A' (cm2)	Amin RPA (cm2)	Vérification
PP (30x45)	Travée	16.08	6.75	OK
	Appui	19.16	6.75	OK
PP (Voile) (30x45)	Travée	22.24	6.75	OK
	Appui	24.12	6.75	OK
PS (30x35)	Travée	14.58	5.25	OK
	Appui	15.40	5.25	OK
PS (Voile) (30x35)	Travée	16.84	5.25	OK
	Appui	18.48	5.25	OK
Chaînage (30x30)	Travée	6.78	4.50	OK
	Appui	6.78	4.50	OK

V.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'ELS est nécessaire.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s}$$

Tableau V.5. *Vérification des contraintes à l'ELS*

Poutres	Position	M ser (KN.m)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Les verification
PP (30x45)	Travée	40.62	59.30	0	3.70	15	201.63	Oui
	Appui	-90.91	133.10	0	8.30			Oui
PP (Voile) (30x45)	Travée	24.36	23.30	0	2.00			Oui
	Appui	-47.77	45.60	0	3.90			Oui
PS (30x35)	Travée	19.36	40.70	0	3.70			Oui
	Appui	-45.79	96.10	0	6.80			Oui
PS (Voile) (30x35)	Travée	18.78	30.90	0	2.60			Oui
	Appui	-21.52	35.40	0	3.00			Oui
Chaînage (30x30)	Travée	8.63	17.40	0	1.70			Oui
	Appui	-11.04	68.00	0	2.90			Oui

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 .d}$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.6. *Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres*

Poutres	Vu (KN)	Combinaison	τu (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	$\tau u \leq \bar{\tau}_u$
PP (30x45)	-131.39	G + Q + Edy	1.03	4.35	Oui
PP (Voile) (30x45)	334.80	G + Q + Edy	2.63	4.35	Oui
PS(30x35)	-111.04	G + Q + Edx	1.14	4.35	Oui
PS (Voile) (30x35)	-235.37	G + Q + Edx	2.41	4.35	Oui
Chaînage (30x30)	-25.28	G + Q + Edy	0.31	2.50	Oui

V.2.6. Calcul des armatures transversales

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7*.Calcul des armatures transversales et leur espacement*

Poutres	Vu (KN)	τu (MPa)	S adoptée		At choisie (cm2)
			$S(ZN)$(cm)	$S'(ZC)$ (cm)	
PP (30x45)	-131.39	1.03	10	15	**4HA8 = 2.01**
PP (Voile) (30x45)	334.80	2.63	10	15	**4HA8 = 2.01**
PS(30x35)	-111.04	1.14	10	15	**4HA8 = 2.01**
PS (Voile) (30x35)	-235.37	2.41	10	15	**4HA8 = 2.01**
Chaînage (30x30)	-25.28	0.31	10	15	**4HA8 = 2.01**

V.2.7. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes dans l'**annexe7 :**

Tableau V.8. *Vérification de la flèche des poutres.*

Section	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0\, d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0\, d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP (30x45)	0.102	0.063	Vérifiée	0.102	0.075	Vérifiée	0.007	0.011	Vérifiée
PP (Voile) (30x45)	0.102	0.063	Vérifiée	0.102	0.075	Vérifiée	0.011	0.011	Vérifiée
PS (30x35)	0.088	0.063	Vérifiée	0.088	0.075	Vérifiée	0.008	0.011	Vérifiée
PS (Voile) (30x35)	0.088	0.063	Vérifiée	0.088	0.075	Vérifiée	0.010	0.011	Vérifiée
Chinage (30x30)	0.090	0.063	Vérifiée	0.090	0.075	Vérifiée	0.004	0.011	Vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.8. Schémas des armatures des poutres :

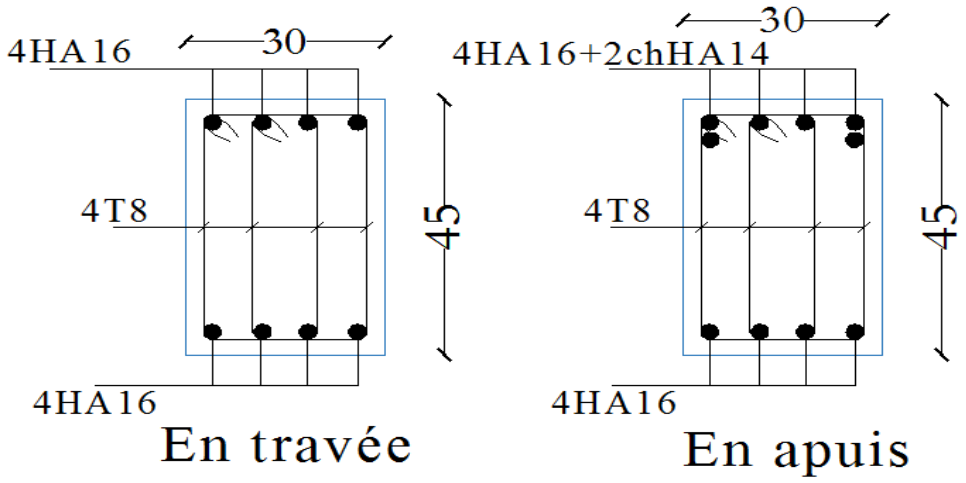


Figure V.1. *Disposition des armatures des poutres principales (30x45)*

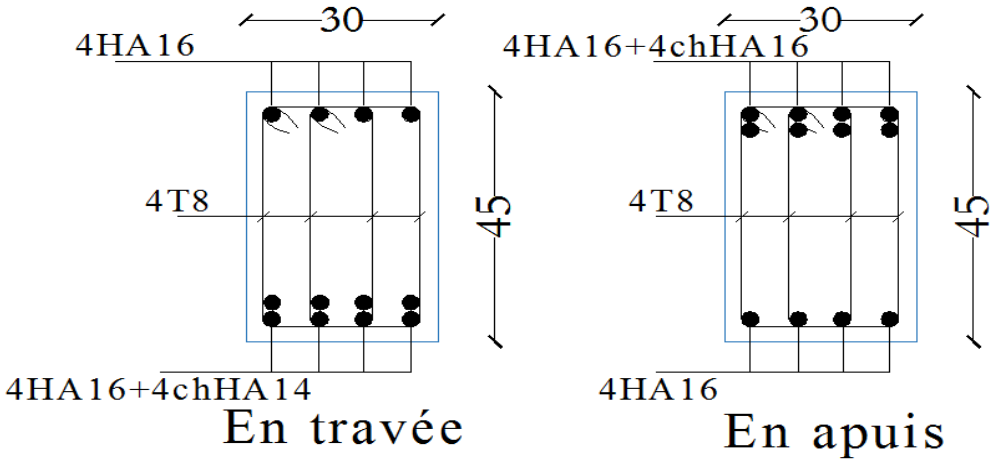


Figure V.2. *Disposition des armatures des poutres principales (Voile) (30x45)*

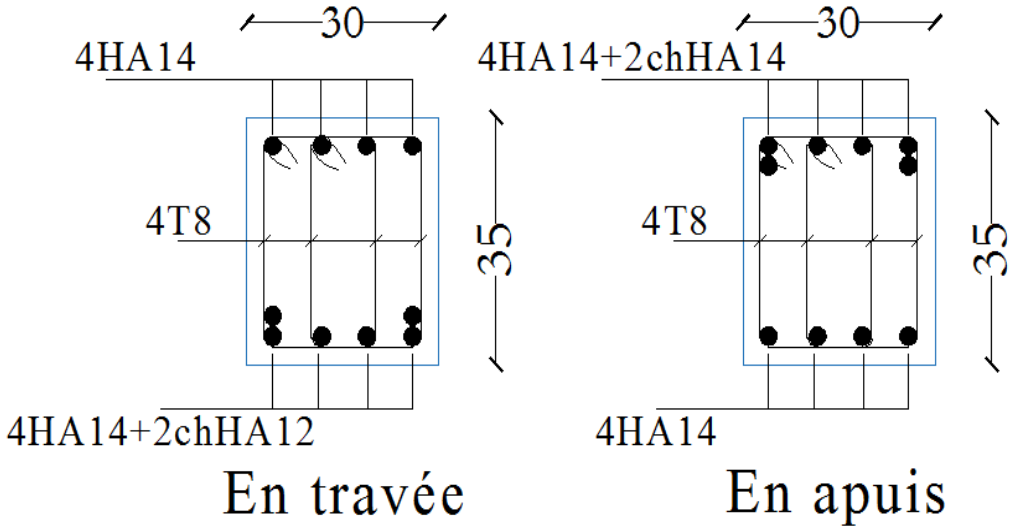


Figure V.3. *Disposition des armatures des poutres secondaire (30x35)*

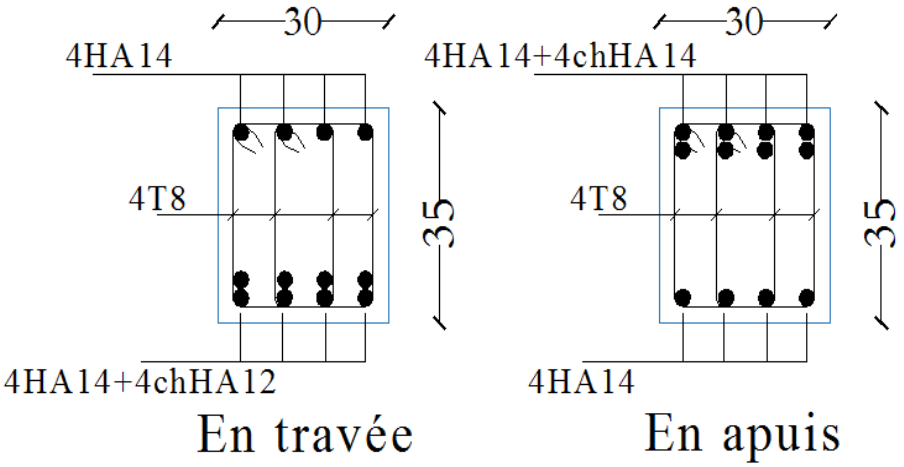


Figure V.4. *Disposition des armatures des poutres secondaire (Voile) (30x35)*

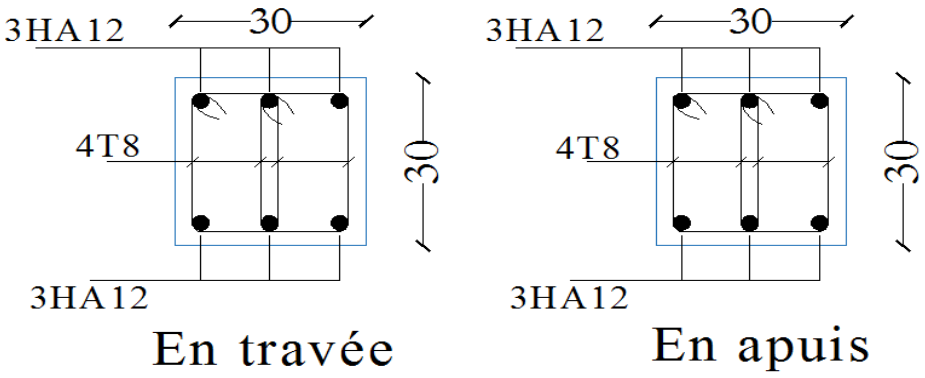


Figure V.5. *Disposition des armatures des chinages (30x30)*

V.3.Ferraillage des poteaux :

V.3.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.2. Détermination des armatures longitudinales :

Recommandation Selon le **CBA93** et **RPA v2003** [**Art.7.4.2.1]**, voir (**annexe10**)

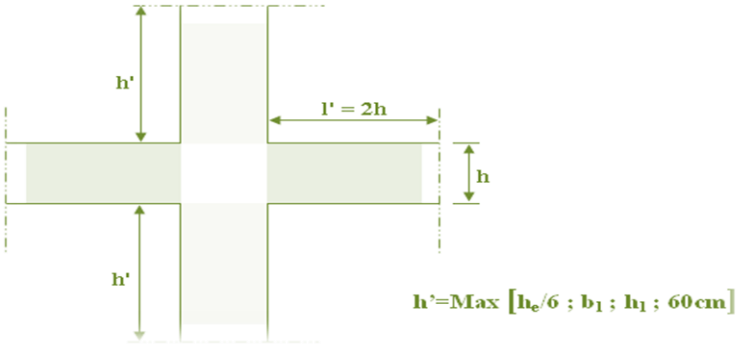


Figure V.6. *Définition de la zone nodale dans les poteaux.*

V.3.3. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

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

Tableau V.9. *Calcul des ferraillages des poteaux a l'ELU*

Etage	Section	Situation	Sollicitation						barre	A_{cal}	$A_{chisire}$
E-sol RDC 1ere	45x45	DUR	N_{max}	1803.35	My	0.79	Mz	-3.93	914	23.20	12HA16 = 24.13
		ACC	N	-9.50	My_{max}	-124.64	Mz	-33.65	957		
		ACC	N	228.09	My	6.54	Mz_{max}	226.22	970		
		ACC	N_{min}	-9.50	My	-124.64	Mz	-33.65	957		
2eme 3eme 4eme	35x35	DUR	N_{max}	1136.13	My	-7.24	Mz	11.62	1080	21.40	8HA16 + 4HA14= 22.24
		ACC	N	18.58	My_{max}	-110.81	Mz	-30.65	1296		
		ACC	N	192.60	My	-5.94	Mz_{max}	-147.09	1196		
		ACC	N_{min}	-0.17	My	-85.94	Mz	-23.72	1070		
5eme 6eme	30x30	DUR	N_{max}	457.10	My	-8.40	Mz	6.81	1419	16.40	8HA14 + 4HA12 = 16.84
		ACC	N	13.79	My_{max}	-78.17	Mz	-21.20	1522		
		ACC	N	114.08	My	5.71	Mz_{max}	78.90	1422		
		ACC	N_{min}	13.79	My	-78.17	Mz	-21.20	1522		

V.3.4. Vérification selon le RPA et CBA :

$A_{min\ RPA}$ = 0.008*b*h ……. Zone IIa **[Art 7.4.2.1]**

Tableau V.10. *Ferraillages longitudinaux des poteaux*

Poteaux	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	A final (cm^2)
(45x45)	23.20	16.20	12HA16=24.13
(35x35)	21.40	9.80	8HA16+4HA14= 22.24
(30x30)	16.40	7.20	8HA14+4HA12= 16.84

Commentaire : Les armatures longitudinales des poteaux sont Vérifiée

V.3.5. Vérification des contraintes à l'ELS :

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

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible suivants :

- La contrainte de béton est limitée par : $\overline{\sigma_b} = 15$ MPa
- La fissuration est considérée **:** Peu nuisible (poteaux intermédiaires)
- Préjudiciables (poteaux de rive et poteaux d'angle). $\overline{\sigma_s}$= min ($\frac{2}{3} f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)

Tableau V.11. *Vérification des contraintes des poteaux à l'état limite de service.*

Section	Sollicitation						fissure	σ_b	σ_s	σ_s'	verfi
45x45	N_{max}	1316.89	My	0.60	Mz	-2.83	Peu nui	5.80	0	86.40	Oui
	N	868.87	My_{max}	-40.56	Mz	12.89	Peu nui	6.30	0	89.50	Oui
	N	596.29	My	3.55	Mz_{max}	-31.95	prejd	4.50	0	60.60	Oui
	N_{min}	30.88	My	-3.51	Mz	-7.60	prejd	1.00	14.40	12.20	Oui
35x35	N_{max}	830.68	My	-5.23	Mz	8.59	Peu nui	6.60	0	93.90	Oui
	N	552.23	My_{max}	-27.76	Mz	12.44	Peu nui	7.60	0	102.10	Oui
	N	270.08	My	5.72	Mz_{max}	-27.05	prejd	5.80	25.50	69.10	Oui
	N_{min}	171.47	My	-0.88	Mz	10.78	prejd	2.30	0	29.70	Oui
30x30	N_{max}	334.65	My	-6.09	Mz	5.03	Peu nui	4.60	0	63.00	Oui
	N	125.30	My_{max}	-25.28	Mz	12.00	Peu nui	10.60	136.80	119.10	Oui
	N	64.96	My	6.53	Mz_{max}	-23.95	prejd	1.60	4.50	19.30	Oui
	N_{min}	43.74	My	-0.34	Mz	9.45	prejd	2.90	39.70	27.30	Oui

Commentaire : Les contraintes des poteaux à l'état limite de service sont vérifiée.

V.3.6. Détermination des armatures transversales :

V.3.6.1. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant l'état limite ultime, Voir (**annexe 6**)

V.3.6.2. Contrainte tangente admissible $\bar{\tau}\bar{u}$:

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ dans :

Selon le CBA93 : Armatures droites ($\alpha = 90°$).Voir (**annexe 6**)

Selon le RPA99 version 2003 : **[Art 7.4.3.2]** Voir (**annexe 10**)

Tableau V.12. *Valeurs des contraintes limites de cisaillement dans les poteaux.*

Section	Combinaison	V_u (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}\bar{u}$ RPA (MPa)	$\bar{\tau}\bar{u}$ CBA (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}\bar{u}$
45x45	G+Q+Edy	143.80	0.75	5.8	0.075	1.88	2.5	Oui
35x35	G+Q+Edy	95.20	0.84	5.8	0.075	1.88	2.5	Oui
30x30	G+Q+Edy	50.77	0.62	5.8	0.075	1.88	2.5	Oui

Commentaire : Les contraintes limites de cisaillement dans les poteaux sont vérifiée

V.3.6.3. Calcul des armatures transversales :

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

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

Tableau V.13. *Les armatures transversales et leurs espacements.*

Section	zone	St	At choisie
45x45	Courante	15	4Ø8 = 2.01
	nodale	10	4Ø8 = 2.01
35x35	Courante	15	4Ø8 = 2.01
	nodale	10	4Ø8 = 2.01
30x30	Courante	15	4Ø8 = 2.01
	nodale	10	4Ø8 = 2.01

V.3.7. Schémas des armatures des poteaux :

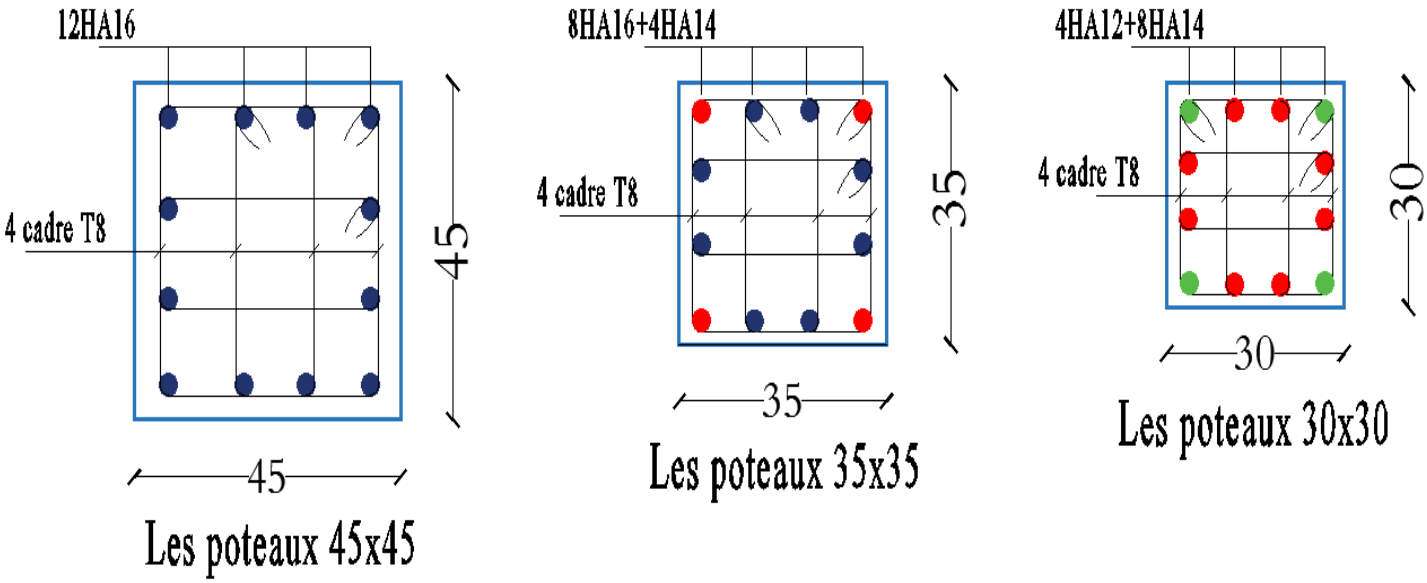


Figure V.7. *Disposition des armatures dans les poteaux*

V.4. Ferraillage des voiles :

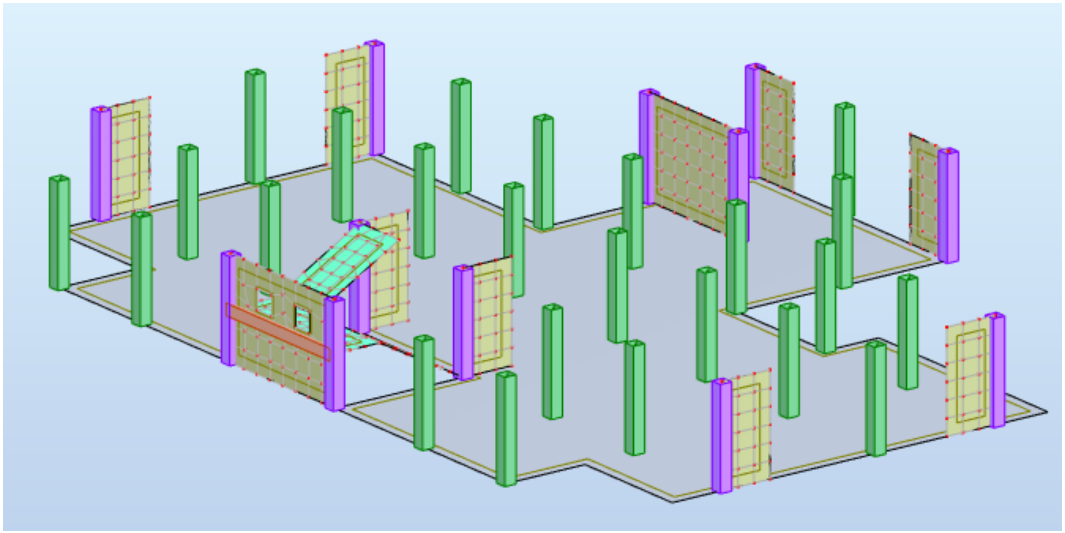


Figure V.8*. Disposition des voiles*

V.4.1. Les voiles pleins

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E

Le ferraillage des voiles sera fait en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporter trois types d'armatures :

- des armatures verticales ;

- des armatures horizontales ;

- des armatures transversales ;

V.4.1.1. Les armatures verticales

Les aciers verticaux sont 02 nappes, calculés en flexion composée :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.
Voir (**annexe 11**)

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

Tableau V.14. *La section calculée d'armatures verticales des voiles*

	Section	Combination	N (kN)	M (kN.m)	T (kN)	Acal [cm²]	Amin [cm²]
X	182.5x15	G+Q+Edx	820.42	637.41	253.26	0.18	2.74
	480x15	G+Q+Edx	1088.00	4216.22	1018.85	11.12	7.20
	420x15	G+Q+Edx	4390.05	1061.98	741.00	16.96	6.30
Y	172.5x15	G+Q+Edy	1623.48	840.13	-394.35	-1.98	2.59

Tableau V.15. *La section choisie d'armatures des voiles*

	La Section [cm²]	L/10	D/2	Acal [cm²]	A_{min} (CBA)	$A_{ch\ ZN}$ [cm²]	$A_{ch\ ZC}$ [cm²]	D [cm]	A_{global} [cm²]
X	182.5x15	18	10	0.18	2.74	(4HA10) = 3.14	(16HA10) = 12.57	20	(2X4HA10) + 16HA10 = 18.85
	480x15	48	9	11.12	7.20	(10HA12) = 11.31	(42HA10) = 29.85	18	(2X10HA12) + 42HA10 = 52.47
	420x15	42	8	16.96	6.30	(10HA16) = 20.11	(42HA10) = 29.85	16	(2X10HA16) + 42HA10 = 70.07
Y	172.5x15	17	10	-1.98	2.59	(4HA10) = 3.14	(14HA10) =11.00	20	(2X4HA10) + 14HA10 = 17.28

V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS et à l'ELU

Les vérifications dans (Annexe 12), et Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants :

Tableau V.16. *Vérification des contraintes normales des voiles*

	La Section [cm²]	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	Type de fissuration	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	verification
X	182.5x15	368.75	2.70	Préjudiciable	1.60	0	21.80	Oui
	480x15	1301.78	119.81	Préjudiciable	10.70	178.3	93.00	Oui
	420x15	1221.94	41.71	Peu nuisible	3.80	0	46.60	Oui
Y	172.5x15	673.66	20.52	Préjudiciable	5.20	0	63.50	Oui

Tableau V.17. *Vérification des contraintes de cisaillement des voiles*

	La section (cm^2)	T (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
X	182.5x15	253.26	1.44	5	Oui
	480x15	1018.85	2.20	5	Oui
	420x15	741.00	1.83	5	Oui
Y	172.5x15	394.35	2.37	5	Oui

V.4.1.3. Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement). (Annexe 13) **[A.5.1.2.3]**

Tableau V.18. *Les armatures horizontales des voiles*

	La section [cm²]	He (cm)	St CBA (cm)	St RPA (cm)	St ch (cm)	A_h	Ah ch
X	182.5x15	271	16.75	22.5	10	1.01	54HA8
	480x15	271	17.33	22.5	15	1.01	36HA8
	420x15	271	10.62	22.5	10	1.57	54HA10
Y	172.5x15	261	20.21	22.5	15	1.01	34HA8

V.4.1.4. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures φ_t est tel que $\varphi_t \geq \frac{\varphi_v}{3}$, φ_v étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

Tableau V.19. *Diamètre des armatures transversales*

Armatures longitudinales φ_v	Epingles φ_t
HA8 à HA20	HA6

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

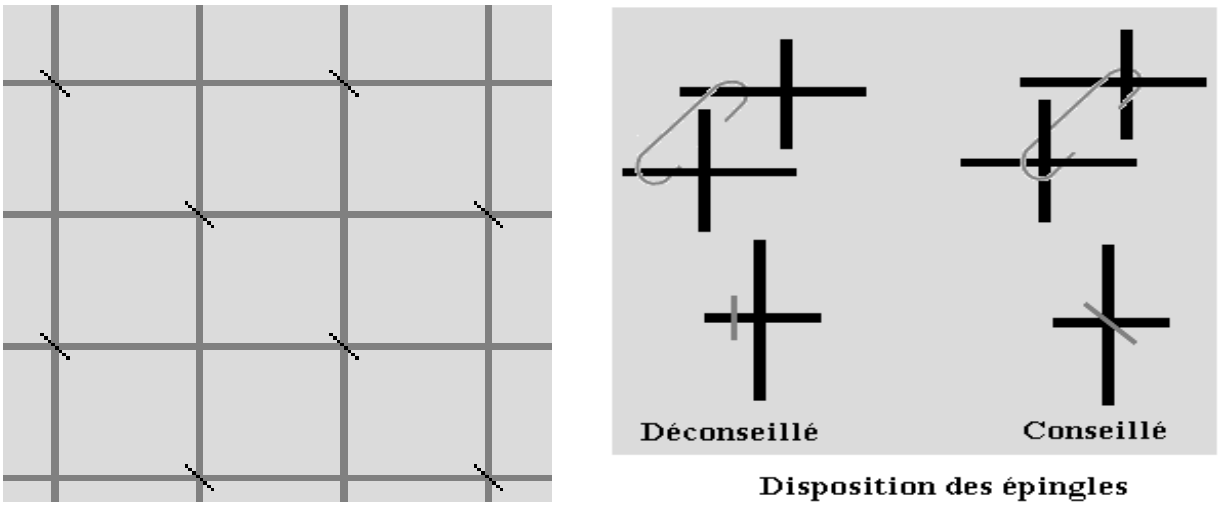
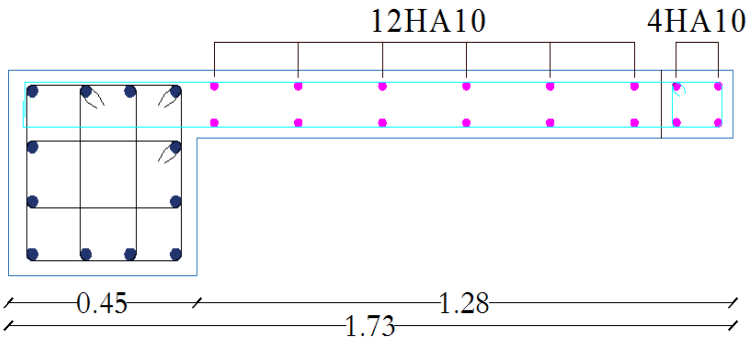
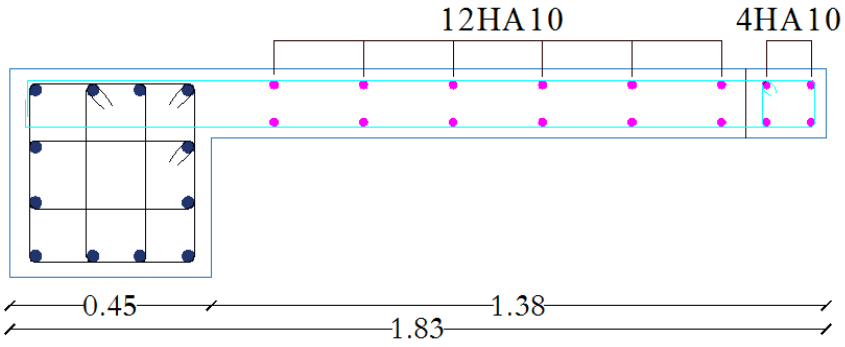


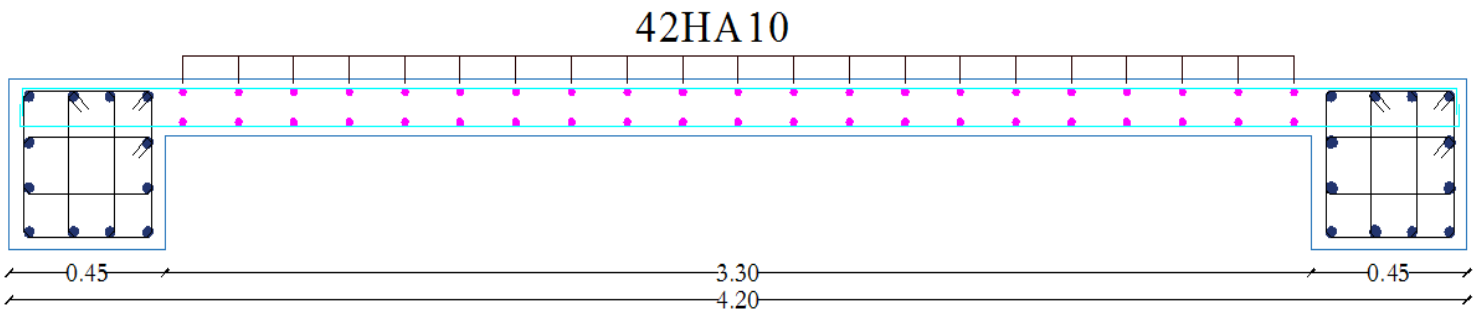
Figure V.9. *Les armatures transversales et les épingles des voiles*

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

V.4.1.5. Schémas des voiles :







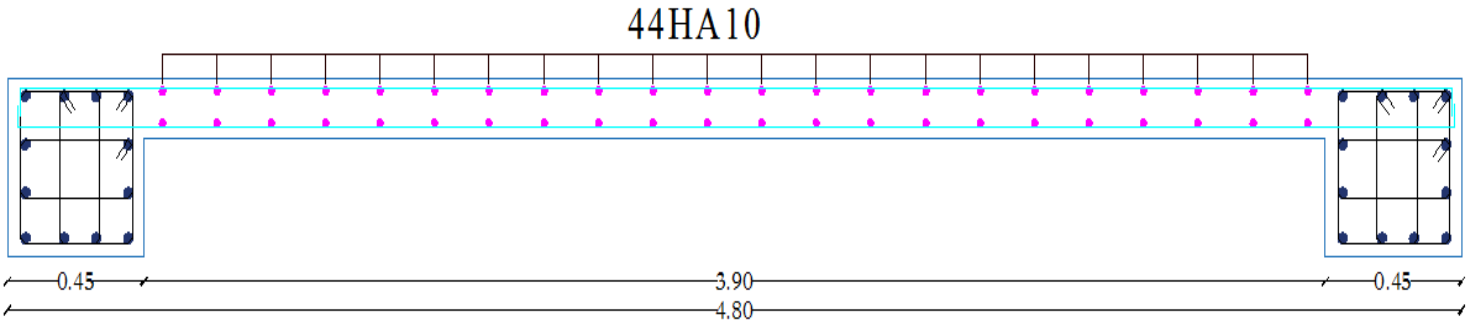


Figure V.10. *Disposition des armatures dans les voiles*

V.6. Conclusion :

A la fin de ce chapitre, on a déterminé le ferraillage de tous les éléments structuraux soit les poteaux, les poutres ou les voiles, mais cette tache à était délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments donc on a fait recourt au matériel informatique qui même ce dernier prenait du temps assez important. On pourra ainsi entamer le prochain chapitre qui traite de l'infrastructure.

CHAPITRE  VI

Calcul des fondations

VI.1. Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-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.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2. Types de fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

VI.3. Caractéristiques du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « Laboratoire de l'Habitat et de la Construction ».

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

D'après le rapport géotechnique on a : $\overline{\sigma_{sol}} = 1.50\ bar$

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sol.

Les résultats du rapport géotechnique nous exige de poser nos fondations avec un ancrage de :

$$D = 1.80\ m$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_d = 18.24\ kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 22.37° \quad , \quad C = 0.29\ bar$$

Pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure, pour cela, on pose sur le sol une couche de gros-béton (béton de propreté) de 10cm d'épaisseur, cette couche se compose de (TVO + ciment + eau).

VI.4. Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau :

VI.4.1.1. Méthode de calcul :

a) Répartition trapézoïdales :

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A * B}\left(1 - \frac{6e_{0b}}{B}\right) \quad , \quad \sigma_2 = \frac{N}{A * B}\left(1 + \frac{6e_{0b}}{B}\right)$$

On appelle contrainte moyenne σ_m, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ_2.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A * B}\left(1 + \frac{3 * e_{0b}}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale la contrainte admissible du sol

$\overline{\sigma_{sol}}.\ \sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{A*B}\left(1 + \frac{3*e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Si on remplace A par $A = \left(\frac{a}{b}\right)B \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right) * B^2}\left(1 + \frac{3 * e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Il faut resoudre : $\left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]B^3 - N * B - (3 * e_{0b} * N) \geq 0$

Remarque : Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

$$\left[\left(\frac{b}{a}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]A^3 - N * A - (3 * e_{0a} * N) \geq 0$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi-débord de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4}$

La hauteur « h » égale : $h = d + c$

La hauteur « e » du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puisse se faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés, on prendra : $e \geq 6\emptyset + 6$

Données : $\overline{\sigma_{sol}} = 1.50bar = 0.150MPa$, $a = 45cm$ $b = 45cm$, $c = 3cm$

Tableau VI.1. *Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.*

Semelle	N(kN)	Mz (kN. m)	M_y (kN. m)	A (m)	B (m)	h (cm)	A_{ch} (m)	B_{ch} (m)	h_{ch} (cm)
S1	1330.5	0.93	1.79	2.98	2.98	67.4	3.00	3.00	70
S2	942.11	26.18	2.23	2.55	2.51	57.4	2,60	2.60	60
S3	347.54	-10.63	0.79	1.57	1.53	32.4	1.60	1,60	35

VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles

IL doit vérifier : $l \geq \frac{1,5}{2}(A + A')$

La Figure suivant présenté les interférences entre les bulles de pression (chevauchement). Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant les deux directions, ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

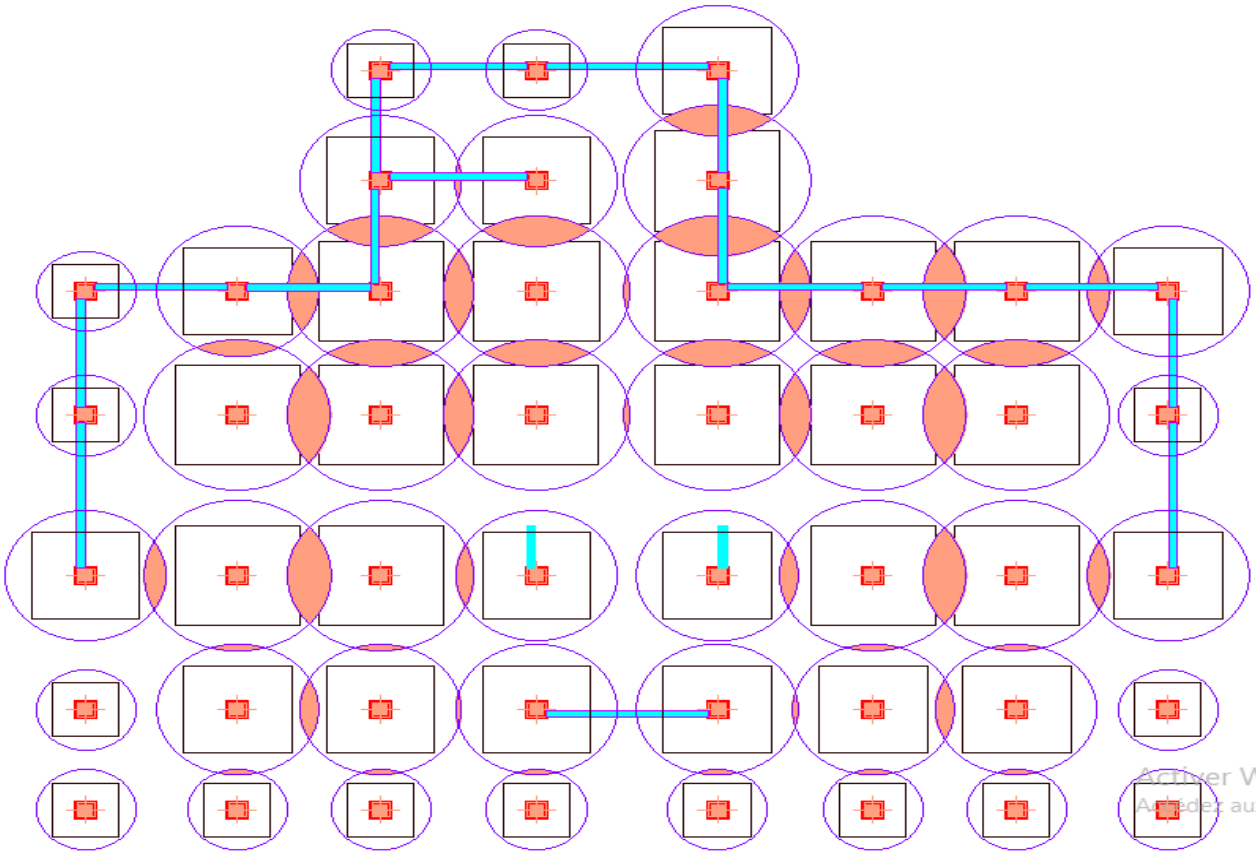


Figure VI.1. *Chevauchement des bulles de pression sous la semelle.*

VI.4.1.3. Ferraillage des semelles isolées :

Tableau VI.2. *Ferraillage des semelles isolées.*

Semelle	Nu(Kn)	A(m)	B(m)	h(cm)	Ax_{cal}	Ay_{cal}	Ax chois	Ay chois	St
S_{isole}	99.65	1.2	1.2	30	2.27	2.38	6HA12=6.79	6HA12=6.79	20

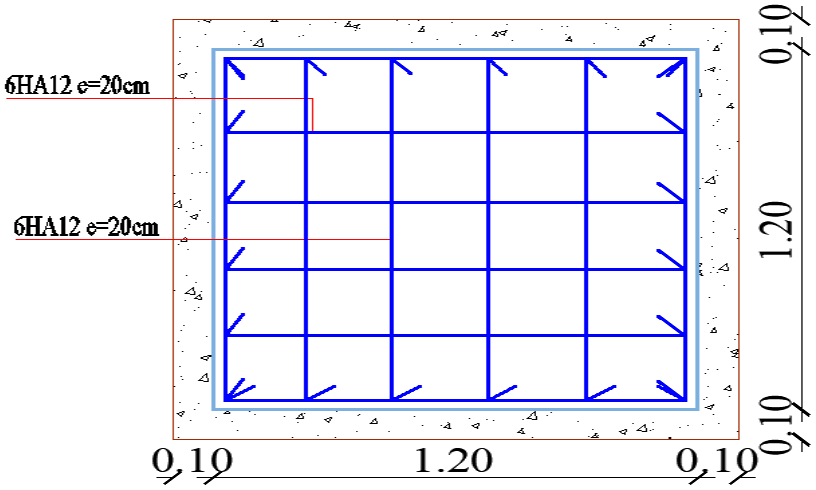


Figure VI.2. *Ferraillage des semelles isolées.*

VI.4.1.4. Vérification de la stabilité au renversement

Sens A : 1.2x100/4 = 30 > e = -5.334 ……ok

Sens B : 1.2x100/4 = 30 > e = 5.130 ……...ok

Commentaire : pas de risque de renversement dans les 2 sens

VI.4.1.5. Vérification de poinçonnement

0.045 x h x Uc x fc28/γ_b > Nu

Tableau VI.3. *Vérification de poinçonnement.*

h(m)	Uc(m)	0.045 x h x Uc x fc28/γ_b (Kn)	Nu (Kn)	verification
0.3	3	675.00	143.66	Oui

VI.4.2. Semelle filante

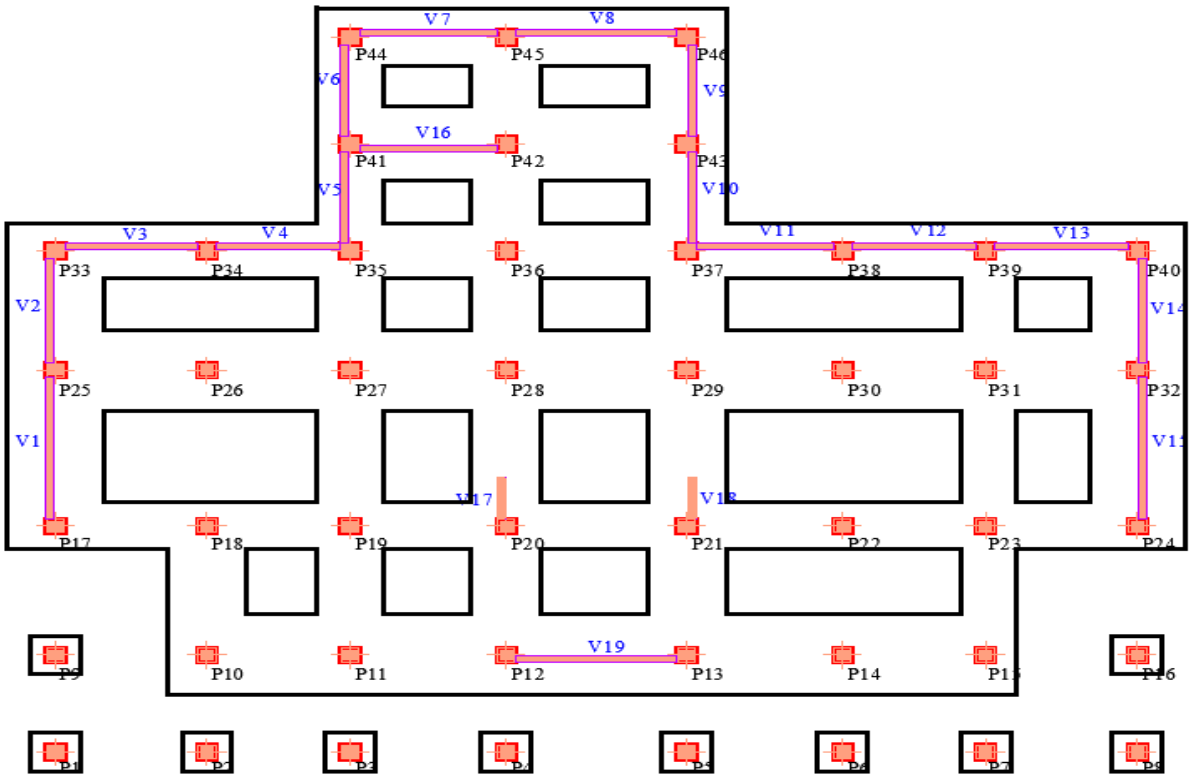


Figure VI.3. *Schéma présenté les semelles filantes et semelles isolées.*

On a deux cas des semelles filantes :

1. Semelle filante sous un voile ;
2. Semelle filante sous plusieurs poteaux.

VI.4.2.1. Semelle filante sous plusieurs poteaux

Tableau VI.4. *Dimensionnement des semelles filantes sous plusieurs poteaux à l'ELS.*

Semelle		N_{max}	M	A (m)	a (cm)	b (cm)	e_0 (mm)	$\frac{A}{6}$	Distribution	h (cm)	B_{ch} (m)	h_{ch} (cm)
X	SF1	907.59	10.31	3.60	45	45	11	50	trapézoïdale	39.9	1.9	40
	SF2	642.40	4.02	3.60	45	45	6.3	33	trapézoïdale	24.8	1.3	30
	SF3	1293.51	6.43	3.60	45	45	5	67	trapézoïdale	54.9	2.5	55
	SF4	524.22	6.65	3.50	45	45	13	50	trapézoïdale	24.8	1.3	30
Y	SF(b)	618.56	4.18	2.23	45	45	7	50	trapézoïdale	39.9	1.9	40
	SF(c)	658.45	6.62	4.25	45	45	10	33	trapézoïdale	24.8	1.3	30
	SF(d)	635.97	2.54	4.25	45	45	3.99	33	trapézoïdale	24.8	1.3	30
	SF(e)	623.36	2.05	4.25	45	45	3.28	33	trapézoïdale	24.8	1.3	30
	SF(f)	611.15	3.81	4.25	45	45	6.23	33	trapézoïdale	24.8	1.3	30

VI.4.2.2. Semelle filante sous un voile

Tableau VI.5. *Dimensionnement des semelles filantes sous un voile à l'ELS.*

Semelle		N_{max}	M	a (cm)	b (m)	e_0 (mm)	$\frac{A}{6}$	Distribution	h (cm)	A_{ch} (m)	h_{ch} (cm)
X	SF1	323.77	35.70	15	1	11	400	trapézoïdale	62.4	2.5	65
	SF4	241.28	5.15	20	1	21	283	trapézoïdale	41.1	1.7	45
	SF5	263.55	61.31	15	1	233	383	trapézoïdale	56.1	2.3	60
	SF6	195.31	40.48	20	1	207	300	trapézoïdale	46.1	1.9	50
Y	SF(a)	241.33	78.36	20	1	325	383	trapézoïdale	56.1	2.3	60
	SF(c)	186.81	27.57	20	1	148	267	trapézoïdale	41.1	1.7	45
	SF(d)	245.13	0.28	20	1	1	283	trapézoïdale	41.1	1.7	45
	SF(e)	243.90	17.34	15	1	71	300	trapézoïdale	46.1	1.9	50
	SF(g)	244.62	68.41	20	1	280	367	trapézoïdale	56.1	2.3	30

VI.4.2.3. Vérification de $\Sigma\sigma_{ser} < \bar{\sigma}_{sol}$

Remarque : la semelle de couleur jaune est la semelle sous les poteaux et les voile en même temps.

Tableau VI.6. *Vérification de $\Sigma\sigma_{ser} < \bar{\sigma}sol$.*

Semelle		L(m)	B(m)	∑Ni	P Semelle	P remblai	**Σσser**	**$\bar{\sigma}$sol**	vérification
X	SF1	20.45	2.50	3639.45	830.78	690.19	0.08	0.15	OK
	SF2	28.35	1.30	3154.03	276.41	729.73	0.11	0.15	OK
	SF3	28.35	2.50	4884.67	974.53	1084.39	0.08	0.15	OK
	SF4	28.35	1.70	4540.40	542.19	824.13	0.11	0.15	OK
	SF5	9.85	2.30	1106.90	339.83	326.23	0.06	0.15	OK
	SF6	9.85	1.80	1550.36	221.63	287.23	0.10	0.15	OK
Y	SF(a)	10.10	2.30	1985.70	348.45	334.51	0.10	0.15	OK
	SF(b)	6.00	1.90	982.79	114.00	205.20	0.10	0.15	OK
	SF(c)	21.25	1.70	2933.87	406.41	617.74	0.10	0.15	OK
	SF(d)	21.25	1.70	1584.25	406.41	617.74	0.06	0.15	OK
	SF(e)	21.25	1.90	2743.28	504.69	654.08	0.08	0.15	OK
	SF(f)	14.60	1.30	1528.34	142.35	375.80	0.10	0.15	OK
	SF(g)	10.10	2.30	2188.00	348.45	334.51	0.11	0.15	OK

VI.4.2.4. Ferraillage des Semelles filantes

❖ **Ferraillage de semelles filantes sous plusieurs poteaux :**

Tableau VI 7*. Ferraillage de semelles filantes sous plusieurs poteaux.*

semelle	B	A	Nu	Mu	e_0	A/18	Méthode
SF2	1.30	3.60	1760.28	5.60	6.3	72	bielle
SF3	2.50	3.60	1771.86	8.89	5	139	bielle
SF(b)	1.90	2.23	1693.19	5.82	7	106	bielle

semelle	A_{cal}	A_{ch}	St_b	$A_{rep.cal}$	$A_{rep.ch}$	St_a
SF2	25.72	24HA12=27.14	15	8.82	9HA12=10.18	15
SF3	25.57	24HA12=27.14	15	15.98	17HA12=17.23	15
SF(b)	24.57	22HA12=24.88	10	11.82	13HA12=14.70	15

❖ **Ferraillage de semelles filantes sous voile :**

Tableau VI 8*. Ferraillage de semelles filantes sous voile.*

semelle	B	A	Nu	Mu	e_0	A/18	Méthode
SF1	1.00	2.50	441.32	40.68	11	139	bielle
SF4	1.00	1.70	329.91	6.37	21	94.4	bielle
SF5	1.00	2.30	360.01	83.95	23.3	127.8	Bielle
SF6	1.00	1.90	265.90	55.02	20.7	105.6	Bielle

semelle	A_{cal}	A_{ch}	St_b	$A_{rep.cal}$	$A_{rep.ch}$	St_a
SF1	7.18	7HA12=7.92	15	4.95	9HA12=10.18	30
SF4	6.51	7HA12=7.92	15	3.37	6HA12=6.79	30
SF5	6.90	7HA12=7.92	15	4.55	8HA12=9.05	30
SF6	5.07	7HA12=7.92	15	3.76	7HA12=7.92	30

VI.5. Poutre de Libage

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi- travée (entre les poteaux), pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments :

- La semelle continue ;
- La poutre de libage.

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. Il aura généralement la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie des poutres posées sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle :

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.k.L_{max}^{\ 4}}{E}}$$

E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa) ;

L_{max} : La plus grande travée dans la fille ;

K : raideur du sol (K = 4 kg/cm3) ;

I : Moment d'inertie de la poutre de libage $I = \frac{b.h_p^{\ 3}}{12}$;

hp : la hauteur de la poutre de libage.

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

Elément	b (cm)	L_{max} (m)	$h_{p\ calculé}$ (cm)	$h_{p\ adopté}$ (cm)
PL	45,00	4.35	60.60	70.00

Commentaire : Donc la section de la poutre de libage : 45x70 cm².

TableauVI.10. *Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.*

	$\sum N_u$ (KN)	$\sum N_S$ (KN)	$L_{semelle}$ (m)	$P_{semelle}$ (KN)	$L_{p.libage}$ (m)	$P_{P.libage}$ (KN)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)	**Σσser**	**Σσu**
PL (45x70)	10843.05	7917.35	28.35	974.53	28.35	47.84	481.15	352.37	0.78	1.07

Tableau VI.11*. Détermination des sollicitations de la poutre de libage.*

ELU			ELS	
M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T(kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
742.83	-464.65	753.48	544.01	-340.27

VI.5.1. Calcul des armatures longitudinales

Tableau VI.12. *Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU*

Poutre de libage		M_u (kN.m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
SF 2 sur X	Travée	-464.65	21.70	0,00	6HA16+6chHA16 = 24.13
	Appuis	742.83	0.00	36.00	12HA16+6chHA16 = 36.19

VI.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS

✓ Pour une fissuration préjudiciable :

Tableau VI.13*. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS*

Poutre de libage		M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s, \sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$
SF 2 sur X	Travée	-340.27	7.60	101.50	0.00	15	201.63	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	544.01	12.20	162.30	0.00	15	201.63		

VI.5.3. Vérification du cisaillement de la poutre de libage **[CBA 91 Art.5.2.4.2]**

On doit vérifier **:** $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right) = 2{,}50\ \text{MPa} \dots\dots\dots\dots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau = \frac{753.48 \times 10^3}{450 \times 700} = 2.39\ \text{MPa} < \bar{\tau} = 2{,}50\ \text{MPa} \dots\dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

VI.5.4. Armatures transversales

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI.14. *Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.*

Section (cm^2)	T (Kn)	τ (MPa)	CBA93		RPA99 V2003			S cal (cm^2)	St adoptée		At adop
			St	At	Szn	Szc	At		Szn	Szc	
45x70	753.48	2.39	60.3	1.32	17.5	35	2.36	29.11	10	15	6HA10=4.71

VI.5.5. Armatures de peau selon [CBA93 Art.7.3]

Puisque la poutre de libage (CBA93) exige des armateurs de peau d'au moins de 3cm^2/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

$$A_p = 3 \times 1{,}45 = 4.35\ cm^2, \text{donc on adopte } 4HA12 = 4{,}52\ cm^2.$$

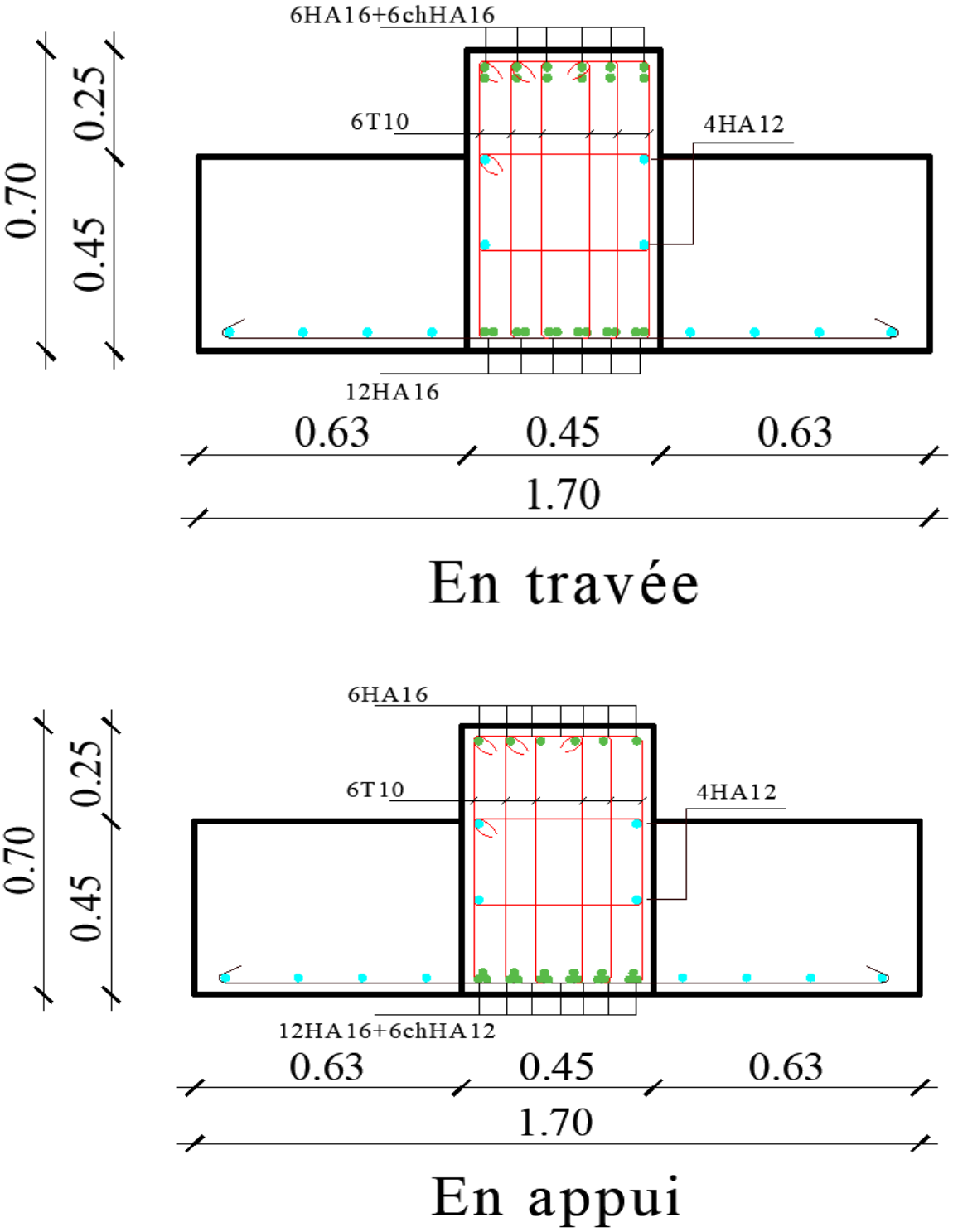


***Figure VI.4**. Ferraillage de la poutre de libage*

VI.6. Les longrines :

VI.6.1. Introduction :

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au-dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et Surcharges en un effort de traction.

VI.6.2. Pré dimensionnement :

- **Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 10.1.1.b]**

Pour un sol de fondation de catégorie (S3), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 × 30) cm².
Donc : on adopte : (b × h) = (30x40) cm².

VI.6.3. Détermination des sollicitations : [Art.10.1.1.b]

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

$$\begin{cases} F_{ELU} = \frac{N_u}{\alpha} \geq 20KN \\ F_{ELS} = \frac{N_s}{\alpha} \geq 20KN \end{cases}$$

Avec :

N_u : effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELU.

N_s : effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELS.

α: Coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Tableau V.15. *Valeurs de coefficient α*

Site	Zone		
	I	IIa	IIb et III
S1	-	-	-
S2	-	15	12
S3	15	**12**	10
S4	12	10	8

Dans notre cas : site S3 et zone sismique IIb ; (**α = 12**)

$$\begin{cases} F_{ELU} = \frac{1819.31}{12} = 151.609KN \geq 20KN \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots CV \\ F_{ELS} = \frac{1330.50}{12} = 110.875KN \geq 20KN \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots CV \end{cases}$$

VI.6.4. Calcul du ferraillage :

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

- **À l'ELU :**

Les armatures longitudinales sont données par : $A_u = \frac{F_u}{\sigma_s}$

VI.6.5. Recommandation des règlements :

- **Selon le CBA : [Art 7.1.2]**

La section des armatures longitudinales est : $A \geq A_{min} = \frac{B(cm^2)}{1000}$

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.16. *Ferraillage longitudinal des longrines.*

B (cm^2)	N_u (KN)	F_u (KN)	$A_{calculé}$ (cm^2)	A choisir (cm^2)	$A_{min\ CBA}$ (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	Vérification
30x40	1819.31	151.609	4.36	**6HA14 = 9.24**	1.20	7.20	Vérifiée

VI.6.6. Vérification des contraintes à l'ELS : [Art.A.4.5.3]

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'ELS sous M_{ser}.

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}}$

Avec : $\sigma_s = \frac{F_s}{A} = \frac{110.875x\ 10^3}{924} = 119.99MPa$ $\quad \overline{\sigma_s} = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta\ .\ f_{tj}}\right) = 201.63MPa$

Tableau V.17. *Vérification de contrainte à l'ELS des longrines*

B (cm^2)	N_s (KN)	F_s (KN)	A choisir (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}}$
30x40	1330.50	110.875	**9.24**	119.99	201.63	CV

Condition de non fragilité :

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 : $B \leq \frac{A.Fe}{ftj}$

$B = 30x40 = 1200cm^2 \leq \frac{9.24x400}{2.1} = 1760cm^2$…….…….. CV

Armatures transversales :

Il ne faut pas prévoir d'Epingle car la longrine est soumise à la traction simple et en traction semple il n'y a pas d'effort tranchant. Un cadre tous les 30 cm est suffisant pour maintenir les armatures longitudinales dans leurs positions.

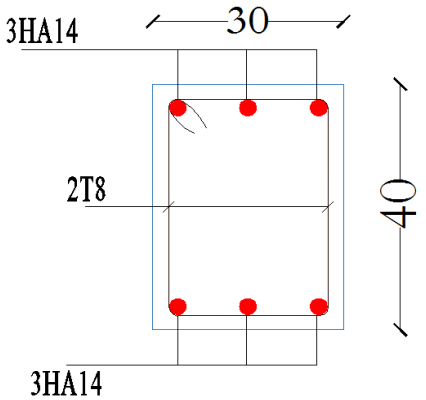


Figure VI.5*. Disposition des armatures des Longrines (30x40)*

VI.7. Etude de voile périphérique :

Notre voile périphérique joue un double rôle :

- encastrement de la base de la structure.
- mur de soutènement.

VI.7.1. Dimensionnement :

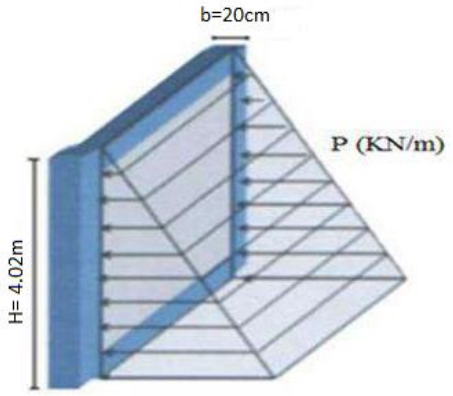
D'après RPA99 (version 2003) le mur de soutènement doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- ✓ Epaisseur ≥ 15 cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ On adopte une épaisseur **e = 20 cm**.

La hauteur de mur égale à 4.02m. Composé de panneau encastré dans les quatre cotés.

VI.7.2. Détermination des sollicitations :

Le mur de soutènement est sollicité en flexion simple, sous l'effet de la poussée des terres. Dans notre cas ; le panneau est vertical, et la poussé est horizontal ; et le frottement entre le mur et le remblai est négligeable.



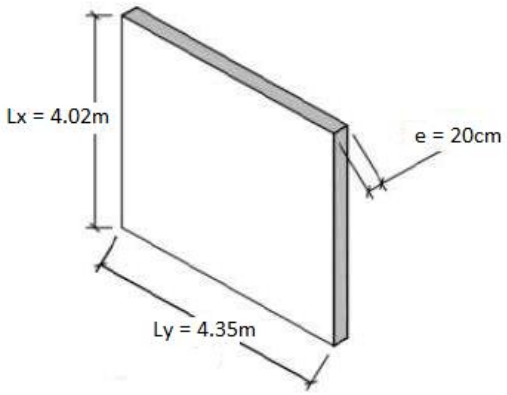


***Figure VI.6**. Mur de soutènement.* ***Figure VI.7**. Les dimensions du panneau le plus sollicité*

VI.7.3. Méthode de calcul :

Le mur de soutènement est considéré comme dalle pleine encastrée sur les quatre côtés, il est sollicité par une charge uniformément répartie, représentant la poussée horizontale (P) due au poids des terres : $P = ½ K_a.\gamma.H^2$

Avec :

γ : poids volumique des terres.

H : hauteur du voile.

k_a : Coefficient de poussée loi de Rankine. $K_a = tg^2 (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$

φ : Angle de frottement interne.

D'après le rapport de sol on a : φ =22.37° ; γ = 18.24 KN/m^3 ; H=4.02m

$K_a = tg^2(\frac{180}{4} - \frac{22.37}{2}) = 0.45$

Donc : **P= 66.32 KN/m**

VI.7.4. Calcul des moments :

Le mur de soutènement est un panneau encastré dans les quatre cotés pour le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des lignes de rupture (**annexe 8**) puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable.

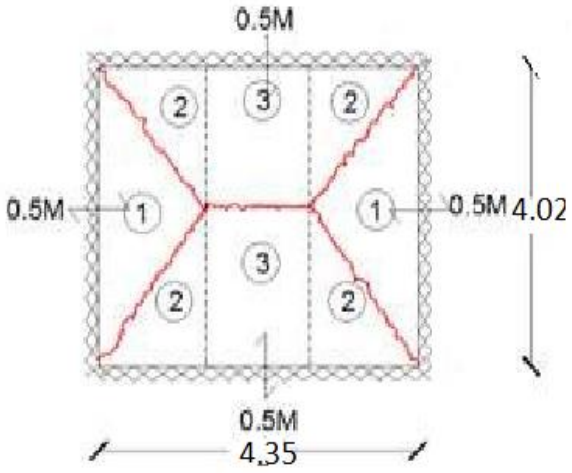


Figure VI.8. *Les lignes de ruptures dans le panneau*

VI.7.4.1. Méthodes de la ligne des ruptures :

Tableau VI.18*. Les Travaille interne et externe*

Travail externe : $T_{ext} = q \times f \times S$	**Travail interne :** $T_{int} = Mi \times Li \times \Theta i$
$\Sigma T_{ext} = (8.74 - 1.32\ y)\ q\ f$	$\Sigma T_{int} = M\ f\ (\frac{12.06}{y} + 6.5)$

Tableau VI.19*. Les efforts internes*

E.L.U	E.L.S	
$q = M(\frac{\frac{12.06}{y} + 6.5}{8.74 - 1.32y})$	$M_x = \mu_x P_s L^2_x$ $M_y = \mu_y M_x$	
$q_u = 1.35 \times 66.32 = 89.53$ KN	$P_s = 66.32$ KN/m^2	
y = 2.11 m	ρ = 0.924	$\mu_x = 0.0433$ $\mu_y = 0.8351$
q = 2.05 Mu Mu = 0.49 q	$M_x = 0.0433 \times 66.32 \times (4.02)^2 = 46.407$KN.m $M_y = 0.8351 \times 46.407 = 38.755$ KN.m	
Mtx = Mty = 0.49x89.53= 43.87 KN.m Max = May = -0.5 x 43.87 =-21.94 KN.m	$M_{tx} = 0.75 \times 46.407 = 34.805$ KN.m $M_{ty} = 0.75 \times 38.755 = 29.066$ KN.m $M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times 46.407 = -23.204$ KN.m	

VI.7.5. Calcul du ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est préjudiciable :

On a : ρ = 4.02/4.35 = 0.924 > 0.4 ⇒ alors le panneau travaillant les deux directions.

b=100cm, c = c' = 2.5 cm, h= ep= 20cm, σ_b = 14.2MPa, σ_s = 348MPa, Fe= 400MPa

On choisit ϕx = ϕy = 12mm Alors : dx=16.9 ; dy=15.7

Tableau VI.20. *Résultats de ferraillage à ELU*

	M (KN.m)		μ	ß	μ ≤ μl	A' (cm2)	A (cm2)	Amin (cm2)	A ≥ Amin
En travée	X	43.87	0.108	0.943	CV	7HA12=7.92	7HA12=7.92	2	CV
	Y		0.125	0.933	CV	7HA12=7.92	7HA12=7.92	2	CV
En appuis	X	-21.94	0.054	0.972	CV	5HA12=5.65	5HA12=5.65	2	CV
	Y		0.063	0.9675	CV	5HA12=5.65	5HA12=5.65	2	CV

VI.7.6. Vérification A l'E.l.S :

On considère la fissuration est préjudiciable :

Tableau VI.21. *Vérification des contraintes à l'ELS.*

	A (cm²)		M ser (kN.m)	σ_b (MPa)	$\sigma_s = \sigma_s'$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
En travée	X	7.92	34.805	6.90	167.80	CV	CV
	Y	7.92	29.066	5.70	139.80	CV	CV
En appuis	X	5.65	-23.204	4.60	201.60	CV	CV
	Y	5.65	-23.204	4.60	111.60	CV	CV

VI.7.7. Vérification de l'Espacement :

$S_t = \frac{100}{7}$= 14.30cm ≤ Min (3h= 60cm ; 33cm) = 33cm …….... CV

$S_a = \frac{100}{5}$= 20cm ≤ Min (4h= 80cm ; 45cm) = 45cm ……..…….…….... CV

VI.7.8. Vérification de la flèche :

$\frac{h}{L_x} = \frac{20}{402} = 0.050 \geq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{34.805}{20\ x\ 46.407} = 0.037$……..…….....CV

$\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{7.92}{100\ x\ 16.9} = 0.0047 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$……..……..…….... CV

$\frac{A_y}{b.d_y} = \frac{5.65}{100\ x\ 15.7} = 0.0036 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$……..……..…….... CV

VI.7.9. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

Suivant L_x: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07\, x\, 25}{1.5} = 1.17MPa$

$V_{ux} = \frac{P_u L_x L_y}{2\, L_y + L_x} = 123.083KN$; $\tau_{ux} = 0.73MPa$

$\tau_{ux} = 0.73MPa \leq \overline{\tau_u} = 1.17MPa$ …… **CV**

Suivant L_y: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17MPa$

$V_{uy} = \frac{P_u L_x L_y}{3\, L_y} = 119.97\ KN$; $\tau_{ux} = 0.76MPa$

$\tau_{ux} = 0.76\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 1.17MPa$ …… **CV**

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Conclusion Générale

Cette étude nous a permis d'appliquer l'aspect théorique de la formation de l'ingénieur civil, afin d'approfondir nos connaissances à partir de documents techniques et organisationnels, d'appliquer des méthodes de calcul modernes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception des structures du bâtiment.

D'après l'étude réalisée dans le cadre de ce projet de fin d'étude qui est un bâtiment RDC+6+ES, il est à noter que pour obtenir une bonne conception antisismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début. Le projet vise à supporter toutes les limitations causées par la structure approuvée par rapport à l'architecture proposée et à atteindre une sécurité maximale de la structure sans surcoût significatif.

Enfin, l'objectif principal d'un ingénieur d'études est de minimiser les risques de tremblement de terre et de faciliter l'exécution des travaux en adoptant la conception optimale qui répond aux exigences architecturales et de sécurité.

Dans le même temps, nous avons travaillé autant que possible pour accepter les principaux critères, à savoir : la sécurité, l'économie, le fonctionnement et l'esthétique.

Références bibliographiques

Documents techniques règlementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) : D.T.RB.C.2.41
- Règlements Parasismiques Algériennes (RPA99 version2003) : D.T.R-B.C.2.48
- Charges permanentes et charges d'exploitation : D.T.R-B.C.2.2

Logiciels :

- ROBOT ANALYSIS 2017
- Robot EXPERT 2010
- AutoCAD 2012
- Microsoft office 2013

Annexe 1

La loi de dégression

$Q_0 + \frac{3+n}{2\,n}$ (Q1+ Q_2 + ……. +Q_n)

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 $\frac{3+n}{2\,n}$ à partir du cinquième étage (on démarre de haut en bas).

Charge d'exploitation : Q_{total}

Q_{total} = Q x S_t = 1 x 17.63 ……**Q_{total} = 17.63 KN**

Plancher terrasse : Q_0=$Q_{terrasse}$* St

9^{eme} : Q_0+Q_1 ;

$8^{éme}$: Q_0+0.95*(Q_1 + Q_2) ;

$7^{éme}$: Q_0+0.90*(Q_1 + Q_2+ Q_3) ;

$6^{éme}$: Q_0+0.85*(Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4) ;

$5^{éme}$: Q_0+0.80*(Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5) ;

$4^{éme}$: Q_0+0.75*(Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6) ;

$3^{éme}$: Q_0+0.714*(Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7) ;

$2^{éme}$: Q_0+0.688*(Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7+Q_8) ;

$1^{éme}$: Q_0+0.667*(Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7+Q_8+Q_9) ;

RDC: Q_0+0.650*(Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7+Q_8+Q_9+Q10) ;

S-S: Q_0+0.636*(Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}) ;

Annexe 2

Pour les poutrelles (Avant coulage)

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes :

- Son poids propre.
- Le poids de corps creux (entrevous).
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5×L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.
- Si la valeur de $\mu \leq \mu_l$: on ne nécessite pas des étaiements.
- Si la valeur de $\mu \gg \mu_l$: on doit calculer la flèche et la comparer avec la flèche admissible pour qu'on puisse savoir si notre poutrelle nécessite des étaiements afin de ces derniers aident la poutrelle à supporter les charges.

Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage

$G = G_{P.corps\ creux} + G_{poutrelle}$

$Q = Max[1kN\ ;\ 0{,}5L]$

Calcul de μ

$\mu = \frac{M_u}{b\ {d_0}^2\ \sigma_b}$ d'ou $M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$ $\mu_l = 0.392$

Pour les poutres et bandes de dalles

On peut admettre que $I_f$est défini par la relation: $I_f = 1{,}1\frac{I_0}{1+(\lambda\ .\mu)}$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05\ f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$ Pour les déformations instantanées

Pour les déformations de longue durée.$\lambda = \lambda_v = \frac{0{,}02\ f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$

$\mu = 1 - \frac{1{,}75\ f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ si la valeur de μ.résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions

I_0: désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogéne calculé

avec:

n=15;

f_{t28}:la résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa;

σ_s:la contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré;

ρ: Le pourcentage ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure; $\rho = \frac{A}{b_0.d}$

b_0:la largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondant a λ_i et λ_v et les modules de déformation longitudinale correspondants E_i et $E_v = \frac{1}{3}E_i$.

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i.I_{fi}} \text{ et } \frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v.I_{fv}}$$

M étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches$f_i$et f_v sont égales à:

$f_i = \frac{M.I^2}{10.E_i.I_{fi}}$ et $f_v = \frac{M.I^2}{10.E_v.I_{fv}}$

Ces expressions approchées étant applicables aux cas des poutres simplement appuyées ou continues et aux bandes de dalles continues ou non, dirigées dans le sens de la petite portée.

Annexe 3

La méthode forfaitaire : (pour les poutres)

III.3.2.2.1. Méthode de calcul :

On utilise la méthode forfaitaire puisque les conditions d'application sont vérifiées.

Pour calculer les poutrelles on utilise la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot, on vérifie si la méthode forfaitaire est applicable si non on passe à méthode de Caquot.

Les conditions du la méthode forfaitaire sont :

1- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser max entre le double des charges permanentes ou bien 5 KN/m^2. Q ≤ Max [2 G et 5 KN/m^2]

2- Le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0 ,8 et 1,25.

$0.8 \leq Li / L_i + 1 \leq 1.25$

3- Dans les différentes travées en continuité.

4- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même.

5- La fissuration est peu nuisible.

IV.1.1.1. III.3.2.2.2. Exposé de la méthode :

- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$
- $M_t = [\frac{1.2+0.3\alpha}{2}] M_0$ pour travée de rive

  $M_t = [\frac{1+0.3\alpha}{2}] M_0$ pour travée intermédiaire.
- $M_t + \frac{M_e+M_w}{2} \geq$ Max [1.05 M_0 et (1+0.3 α) M_0]

-- Moment sur appuis :

- M = 0,2M0 pour appuis de rive
- M = 0,6M0 pour une poutre à deux travées
- M = 0,5M0 pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travée
- M = 0,4M0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

Avec :

- ✓ M_0 : Moment isostatique. - $M_0 = \frac{P_u L^2}{8}$ (ELU) - $M_0 = \frac{P_S L^2}{8}$ (ELS)
- ✓ M_w : Moment max sur l'appui gauche.

- ✓ M_e : Moment max sur l'appui droit.
- ✓ M_t : Moment en travée.
- ✓ Le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

$$M_t = 0.85\ M_0 \quad ; \quad M_A = M_B = -\ 0.5\ M_0$$

--- les efforts tranchants :

$T_w = \frac{P\,L}{2} + \frac{Me+M\,w}{L}$ **;** $T_e = -\frac{P\,L}{2} + \frac{Me+M\,w}{L}$

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de la travée. T_e : effort tranchant à droite de la travée.

Annexe 4

Méthode de Caquot : (pour les poutres)

• Exposé de la méthode

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

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

• portée fictive

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

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

•Coefficient de rigidité

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

Où : $\gamma = \frac{K_w}{K_e} K_e = \frac{I_e}{l'_e} K_w = \frac{I_w}{l'_w}$

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

•Cas particulier

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

• Le coefficient de rigidité $\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$

• Le moment aux appuis M_{app}=0,2M_0……Appuis de rives

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

• **Le moment en travée**

La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi- travée (x **=L/2**) comme moment maximum en travée : $M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$

Annexe 5

Ferraillage des armatures longitudinales :

$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc}.b.d^2}$ Détermination de :

$\mu \langle \mu_l = 0{,}392$ $\Rightarrow A_s' = 0$ (armatures de compression)

ß = 0.5+√(1-2u) /2 $At = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s}$

Annexe 6

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d}$$

$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right] = 2.5$ MPa ……la fissuration est prujuduciable

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa} ; 5\text{MPa}\right]$$ ……la fissuration est peu prujuduciable

Calcul des armatures transversales :

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right]$

$a_t = \frac{\pi \emptyset^2}{4}$; $n_t = 2$; $A_t = a_t.n_t$

a. Escapement:

$S_t \leq \min[0.9\,d , 40\,\text{cm}]$

Selon le R.P.A 99 [Art A.7.5.2.2] $A_{t\,min} \leq 0.003 S_t.b$

Vérifications nécessaires :

Section d'armatures transversales (FeE400).

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

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

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,\text{MPa}$$

Ferraillage transversal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence . $F_e E40$

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

$$\textit{Selon le RPA2003:}\ \begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 * b} \\ S_t \leq Min\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset\right] \qquad Zone\ nodale \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \qquad\qquad Zone\ courante \end{cases}$$

$$\textit{Selon le CBA93:}\ \begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0.9 f_e (cos\alpha + sin\alpha)} \\ S_t \leq [0.9d\,, 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0.4\ MPa \end{cases}$$

Annexe 7

Condition de la flèche de la méthode forfaitaire

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les inégalités ci-dessous sont vérifiées :

-Pour les Poutres $\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$

-Pour les Poutrelles $\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$

-Pour les Dalles Pleines $\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$

Avec$M_t = k \times M_0$k : est un coefficient rédacteur $(0{,}75 \leq k \leq 0{,}85)$.

Calcul de la flèche :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \beta_1 \text{ (Tableau)} ; \sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} ; \lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} ; \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda ; \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

✓ **Détermination de l'axe neutre :**

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

✓ **Moment d'inertie de la section totale :**

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

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu}\ ;\ I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu}\ ;\ E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}\ ;\ E_v = \frac{1}{3}E_i$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}}\ ;\ f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

$\Delta f = f_v - f_i$ Il faut avoir : $\Delta f < \bar{f}$ Avec : $\bar{f} = 5cm + \frac{L}{1000}$

Annexe 8

Méthode des lignes de rupture

Méthode de calcul :

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures. Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis.

Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

Principe de calcule :

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

a) travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, et de la flèche maximale. $T_{ext} = q.\ S.\ f$

Avec : P : Charge totale

S: Surface de répartition de la charge

f : flèche du centre de gravité de S.

f = f/3 :triangulaire. ; f = f/2 : rectangulaire.

b) Travail interne :

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

$T_{int} = M. L. \theta$

Avec : M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.

θ: Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser :

Travail extérieur = Travail intérieur ($\sum T_{ext} = \sum T_{int}$).

Travail extérieur : en fonction de (charge, portée).

Travail intérieur : en fonction du moment.

Hypothèses du calcul :

Pour pouvoir déterminer les fissures (lignes de rupture) dans la dalle, on se base sur les hypothèses de calcules suivantes :

1) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides et elles sont supposées rester planes après déformation.
2) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
3) la ligne de rupture entre 2 régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
4) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support (appuis).
5) On schématise :

- Un côté libre par trait continu.
- Un appui simple par un trait continu contenant des hachures.
- Un encastrement par un trait continu contenant des doubles hachures.

6) on appelle :

* Ligne de rupture (+) la fissure provoquée par un moment (+).
* Ligne de rupture (-) la fissure provoquée par un moment (-).
* La ligne de rupture (+) est schématisée par un trait continu de zigzag.
* La ligne de rupture (-) est schématisée par un trait discontinu

Annexe 9

Méthode de forfaitaire pour les dalles

Une dalle est considérée comme travaillante suivant deux directions si $\rho = \frac{L_x}{L_y} \geq 0.4$ et la dalle est uniformément chargée.

Nous commencerons par déterminer les moments M_x suivant L_x et M_y suivant L_y

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_x = \mu_x P L_x$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_y = \mu_y M_x$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données en fonction du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et du coefficient de poisson ν avec :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{Pour l'étatlimite ultime} \\ \nu = 0.2 & \text{Pour l'état limite de service} \end{cases}$$

Lorsque la dalle fait partie d'un hourdis continu, ou lorsqu'elle est liée à des appuis permettant un encastrement partiel, on réduit les valeurs obtenues sur les appuis. On adopte les valeurs suivantes pour les planchers :

- Panneaux de dalle de rive :

Moment en travée : $M_{tx} = 0.85\ M_x$; $M_{ty} = 0.85\ M_y$

Moment en appuis : $M_{ax} = M_{ay} = -\ 0.3\ M_x$ (appuis de rive) ;

$M_{ax} = M_{ax} = -\ 0.5\ M_x$ (appuis d'intermédiaire)

- Panneau de dalle intermédiaire :

Moment en travée : $M_{tx} = 0.75\ M_x$; $M_{ty} = 0.75\ M_y$

Moment en appuis : $M_{ax} = M_{ax} = -\ 0.5\ M_x$ (appuis d'intermédiaire)

Vérification de l'effort tranchant :

Suivant L_x: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b}$; $V_{ux} = \frac{P_u L_x L_y}{2\ L_y + L_x}$ $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x}$

Suivant L_y: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b}$; $V_{uy} = \frac{P_u L_x L_y}{3\ L_y}$ $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y}$

Annexe 10

Recommandations selon les règlements en Ferraillage des poteaux

Selon le CBA93

$$A_l = Min \begin{cases} 4\ cm^2 \text{par métre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\% \quad \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

Condition de non fragilité: $A_{min} = \frac{B}{1000}$

Selon le RPA verion2003 Art 7.4.2.1:

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

  $0.9\% \leq \frac{A_l}{b*h} \leq 3\%\ \ (Zone\ courante) \quad 0.9\% \leq \frac{A_l}{b*h} \leq 6\%\ \ (Zone\ de\ recouvrement)$
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

  $h' = Max\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60cm\right]$; h_e : la hauteur d'étage.

Sollicitations extrêmes pour le ferraillage

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- $N_{max}\ et\ M_z\ et\ et\ M_y$
- $N_{min}\ et\ M_z\ et\ et\ M_y$
- $M_{max}\ et\ M_{correspondant}\ et\ N_{correspendent}$

Etat limite de stabilité de forme

Pour régler le problème de flambement dans le cas de flexion composée, il faut tenir compte des trois excentricités. Pour cela, on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u * (e_1 + e_2 + e_a)$$

$$e_1 = \frac{M}{N} \quad , \quad e_2 = \frac{3{l_f}^2(2 + \alpha\emptyset)}{10000\ h} \quad , \quad e_a = Max[\frac{L_0}{250}; 2\ cm]$$

Avec :

e_1 : excentricité du 1ier ordre provoquée par le moment de flexion.

e_2: excentricité du 2éme ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$\emptyset = \frac{Déformation\ finale\ due\ au\ fluage}{Déformation\ instantanée\ du\ béton} = 2$$

$$\alpha = \frac{Moment\ sous\ l'effet\ des\ charges\ permanentes}{Moment\ totale} = \frac{M_G}{M_u}$$

l_f : Longueur de flambement.

h :Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

e_2 : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques.

e_2 : Longueur libre.

Les armatures transversales des poteaux

- **Selon le CBA93 : [Art A.5.1.2.3]**

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Φt est donnée par la relation suivante **:** $\emptyset_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l)$

Avec : $\emptyset_t$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$A_t = n_t \times a_t$: avec est n_t le nombre des barres transversales

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante **:** St ≤ Min [0.9d ; 40cm].

$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4$ MPa et $S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$

Dans le cas de la flexion composée **:** $k = 1+3\times \frac{N_u}{B \times f_{c28}}$

Avec : A_t:Section d'armatures transversales.

b:Largeur de la section droite.

h:Hauteur de la section droite.

S_t:Espacement des armatures transversales.

On prend : f_e=400 MPa.

Selon le RPA99 version 2003 : [Art.7.4.2.2]

Les armatures transversales des poteaux

$$A_t = \frac{\rho_a \, t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

T_u : Effort tranchant.

ρ_a :Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à : 2.50 si : $\lambda \geq 5$; 3.75 si : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

t : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10\ cm & zone\ nodale \\ Min\left[\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\emptyset_l\right] & zone\ courante \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : La hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si: \quad \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si: \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \qquad si: \quad \lambda \leq 3$$

Annexe 11

Les armatures verticales

Section minimales et maximales

- **Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1**

$A_v = 0.2\%\ B_t$: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0.15\%\ B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0.1\%\ B_c$: La section horizontale courante.

- **Selon le CBA93 Art B.6.4**

$$0.1\% \leq \frac{2 * A_v}{a * B_t} \leq 0.5\%$$

$$S_t = \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a * (\tau_u - (0.3 * f_{t28} * K))} \quad , \quad K = 1 + \left(3 * \frac{N_u}{B * f_{t28}}\right)$$

a) Selon le CBA93

$$\emptyset_h \leq Min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \emptyset_v\right]$$

$\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales.

$\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales.

$$S_h \leq Min[0.9d; 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h f_e}{0.4 * a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9 f_e}{\gamma_s a \tau_b}$$

b) Selon le RPA2003

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h = \frac{A_h h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq Min[1.5a; 30cm]$$

Annexe 12

Vérification des contraintes à l'ELU

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 $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$
- La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1{,}4 \times \bar{v}}{b_0 \ d}$

Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur du voile.

d : hauteur utile. d = 0.9h.

h : hauteur total de la section brute

La contrainte limite est : $\overline{\tau_u}$ = 0.2 f_{c28} , il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Annexe 13

Les armatures horizontales des voiles

$$S_t = \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a * (\tau_u - (0.3 * f_{t28} * K))} \quad , \quad K = 1 + \left(3 * \frac{N_u}{B * f_{t28}}\right)$$

- **Selon le CBA93**

$\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales. $\emptyset_h \leq Min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10} ; \emptyset_v\right]$

$\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales.

$$S_h \leq Min[0.9d; 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h f_e}{0.4 * a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9 f_e}{\gamma_s a \tau_b}$$

- **Selon le RPA2003**

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h = \frac{A_h h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq Min[1.5a\,; 30cm]$$

Annexe 14

Les charges thermiques CBA93 [Art A .3.1.3.3]

δ_t= E*ε

$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$

$\delta_t = \frac{N_t}{S}$ = E*ε Avec N_t=ε*S*ΔT*θ

$\Delta T = [T_{min} - T_{max}]$

ε= ΔT*L*θ