République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Dr.Yahia Farès de MEDEA



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie de la Matier
Filiére Génie Civil

Memoire de fin d'etudes

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option: structures

Thème :

Conception et Etude d'un batiment (R+5) à usage multiples en béton armé contrventé par des voiles

Etudié par :

CHERAIF Rabah Saddam
GHORFA Benyahia

Dirigé par :

Dr DEBIEB Farid
Mdelle BOUKELKALE Djamila

Promotion: Juin 2013

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice Me^lle^. Boukelkale Djamila et Dr Dedieb Farid pour l'encadrement de ce mémoire pour sont aide, sont patience et le confiance qu'elle nous a accordée.

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepter de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à touts les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à touts les enseignants qui ont participé à notre formation.

Nous remercions également mademoiselle Settari .CH. pour les diverses discussions et conseils enrichissants.

Encore des remerciements à l'ingénieure de la S.E.T.A.M Medreg Amine

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Saddam et Abd allah

Dédicace

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU pour leurs sacrifices :

A Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.

A Mes frères

A Mes sœurs

A toute la famille ***« CHERAIFet GHORFA»*** *sans exception.*

Je remercie mon amie et binôme Abdou qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Saddam et Abd allah

Mes amies intimes

A Tous mes collègues 2ème années master génie civil

Et 1er années master genie électronique.

ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى هيكلة ودراسة بناية مكونة من (طابق أرضي مخصص لمحلات تجارية +خمسة طوابق ذات استعمال سكني) والمقرر بناؤهما في إطار إنشاء 100 مسكن بقصر البخاري ولاية المدية و المصنفة ضمن المنطقة المعتدلة زلزاليا 2ب .

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

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

* القواعد الجزائرية المضادة للزلازل .
* قانون الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات برنامج « ROBOT version2010»لحساب الهياكل.

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

Résumé :

Ce projet est une conception et étude d'un bloc en beton armé (RDC + 5 étages) à usage multiples dans le cadre de la construction de 100 logements à KSAR EL BOUKHARI Wilaya de MEDEA ; région classée dans la zone de moyenne sismicité II_b.

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au règlement algérien en vigueur **(RPA99 version 2003)** et le document technique **CBA93**.

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel **« ROBOT version 2010 »**.

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

Abstract:

This Project is a conception and study of block contain (ground for dealing +5 stories for Dwelling) as part Creation of 100 homes in KSAR EL BOUKHARI Wilaya of MEDE; region classified as a medium seismicity area II_b.

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls.

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (RPA 99 version 2003) and the technical document **CBA93**.

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program **« ROBOT version 2010 »**.

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

sommaire

Remerciements ……
Résumé ……
Sommaire ……
Liste des tableaux ……
Liste des figures ……
Notations ……
Introduction générale ……

I- INTRODUCTION
I.1- DESTINATION……02
I.2- CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE……02
I.3-DESCRIPITION CONSTRUTIVE DE L'OUVRAGE……02
I.4 -CARACTERISTIQUE MECANIQUES DES MATERIAUX……04
I.4.1 –Béton……04
I.4.2-Béton armé……05
I.4.3.Acier ……06
I.5-PRINCIPE DE CALCUL ……07
I.5.1-A l'E.L.U de résistance ……07
I.5.2-A l'E.L.S ……08
a-E.L.S de compression de béton……08
b-E.L.S de contrainte limite de l'acier:……09
I.4.3-Contrainte limite de l'acier ……09
I.6-CONCLUSION ……09

II- PREDIMENSIONNEMENT
II.1-INTRODUCTION……11
II.2- LES PLANCHERS ……11
II.2- Evaluation des charges et surcharges……12
II.2.1-plancher terrasse……12
II.2.2- Plancher courant……14
II.2.3-BALCON……15
II.2.4- MAÇONNERIE……16
a- Murs extérieurs (doubles cloisons)……16
b- Murs intérieurs (simple cloison)……17
II.3- Prédimensionnement DES POUTRES ……17
II.3.1-Poutres principales……18
II.3.2-Poutres secondaires ……19
II.4-LES POTEAUX ……20
II.4.1-Etapes de prédimensionnement ……20
II.4.2- Détermination des charges et surcharges ……21
II.4.3-Prédimensionnement des poteaux……24
II.4.3-Vérification vis-à-vis du RPA 99……25
II.5- LES VOILES……26

III- CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES
III .1- L'ACROTERE……29
III- 1-1- Charges et surcharges……29
III- 1-2- Calcul des efforts……29
III- 1-3- Calcul du ferraillage……30
III- 1-4- Vérification à l'E.L.S……31

III- 1-5- Vérification de l'effort tranchant……..…33
III- 1-6- Vérification de l'acrotère au séisme ……...34
III.2- CALCUL DES DALLES PLEINES……...……...…35
III.2.1- Définition……..…35
III.2.2- Méthode du calcul……..……...35
III.2.2-1. Principe du calcul……..……35
a) travail externe……..……..35
b) Travail interne ……..……36
III.2.2.1- Application……..…….….36
a- Type 01 ……..…36
b- Type 02……..……..……..…….....38
III.2.3.1-Feraillage ……..…….……40
III.2.3.2-Verifilaction à l'ELS ……..…..……41
III.2.3.3-Verification de l'effort tranchant ……..……..42
III.3-PLANCHER A CORPS CREUX……..……..…42
III.3.1- Calcule des poutrelles……42
III.3.2-Feraillage de la dalle de compression… ……..... 57
III.4-LES ESCALIERS……..…58
III.4.1- Terminologie……...58
III.4.2-Dimensionnement……...58
III.4.3- Evaluation des charges et surcharges……....61
III.4.4- Premier type d'escalier……..62
III.4.5- Deuxième type d'escalier…….....66
III.4.6- Etude de la poutre paliere……..……..……70

IV- ETUDE DYNAMIQUE

IV.1.Introduction ……..……...…75
IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure 75
IV.2.1.Centre de masse ……..…75
IV.2.2.Centre de torsion ….....77
IV.2.3.Excentricité …….....79
IV.2.3.A.Excentricité statique …….....79
IV.2.3.B. Excentricité accidentelle ……....80
IV.2.3.C.Effets de la torsion accidentelle ……....80
IV.3.Choix de la méthode de calcul …….....81
IV.3.1.Introduction ……..……81
IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalent.....82
IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale……...82
IV.3.3.1. Principe ……..…82
IV.3.3.2.Modélisation ……..83
IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul …….....83
IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique …….....85
IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes…….....86
IV.4.2.vérification de participation massique ……..……....87
IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……..…..…89
IV.4.4.Vérification de la stabilité au renversement……..91
IV.4.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur…..91
IV.4.4.2.Moment de renversement……....94
IV.4.4.3.Moment stabilisant……..……94
IV.4.5.Vérification des déplacements ……..…95
IV.4.6.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ……..……...97
IV.4.7.Vérification des sollicitations normales ……..…..…98

V- CALCUL DU FERRAILLAGE
V.1.Introduction……..……88
V.2.Ferraillage des poutres …….……88
V.2.1.Introduction …….....88
V.2.2. Recommandation du RPA99 ……...89
V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 ……....91
V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA99.....92
V.2.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchant…… ..96
V.2.6.Calcul des armatures transversales ……....97
V.2.7.Vérification de la flèche ……..…….....98
V.3.Ferraillage des poteaux ……...99
V.3.1.Détermination des armatures longitudinales…….....99
V.3.2.Détermination des armatures transversales……...……106
V.3.Ferraillage des voiles ……..…….……111
V.3.1.Introduction ……...……..……111
V.3.2.Ferraillage des voiles pleines 111
A.Combinaison …….……111
B.Calcul du ferraillage vertical ….....113
C.Armatures transversales ……..……...117
D.Ferraillage horizontal ……119
VI- CALCUL DES FONDATIONS
Introduction ……..……...123
VI.1. Calcul des semelles isolées ……..…....125
VI.1.1. Dimensionnement des semelles isolées…….……125
VI.1.2. Ferraillage des semelles isolées……..……..127
VI.2. Calcul des semelles filantes ……...……129
VI.2.1. Semelles filantes sous voiles périphériques…….....130
VI.2.2. Semelles filantes sous poteaux ..……...132
VI.3. Etude du voile périphérique……..….....138
VI.3.1. Evaluation des charges ……..……138
VI.3.2. Ferraillage des voiles périphériques 140
VI.4. Les longrines …….....142
VI.4.1. Pré dimensionnement ……..…142
VI.4.2. Sollicitations …….....142
VI.4.3. Ferraillage ……143
CONCLUSION …….…….
Bibliographie……..

Listes des tableaux

Tableau I.1 : Résistance f_{c28} du béton à 7 ; 14 et 90 jours [1]…….04
Tableau I.2 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances……05
Tableau II-1- charges permanentes du plancher terrasse (corps creux) ….10
Tableau II-2- charges permanentes du plancher terrasse (dalle pleine) ……11
Tableau II-3- charges permanentes du plancher courant (corps creux)….12
Tableau II-4- charges permanentes du plancher courant (dalle pleine)…..12
Tableau II-5- charges permanentes du balcon (corps creux) ……13
Tableau II-6- charges permanentes du mur double cloison …….14
Tableau II-7- charges permanentes du mur …..14
Tableau II-8: Détermination de l'effort normal ultime « N_u » de chaque niveau….21
Tableau II-9: Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau…..22
Tableau II-10: Détermination des sections des voiles…….24
Tableau III. 1. Ferraillage de la dalle pleine type 1 …….36
Tableau III.2. Ferraillage de la dalle pleine type 2 ……36
Tableau III.3.: Vérification des moments et efforts tranchants à l'E.L.Udes poutrelles (type 1)……43
Tableau III.4.: Vérification des moments et efforts tranchants à l'E.L.S des poutrelles (type 1)……43
Tableau III.5. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU)…….44
Tableau III.6. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)……44
Tableau III.7 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU).45
Tableau III.8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS).45
Tableau III.9 : Détermination des sections d'acier des poutrelles……46
Tableau III.10 : Charge permanente et d'exploitation du palier de l'escalier…….57
Tableau III.11 : Charge permanente et d'exploitation de la volée de l'escalier……57
Tableau III.12 : Calcul des sections d'acier de l'escalier du RDC…….59
Tableau III.13 : Calcul des sections d'acier de l'escalier d'étage courant……..63
Tableau III.14. Ferraillage de la poutre palière…….67
Tableau IV.1 : Calcul du centre de masse ……71
Tableau IV.2 : Calcul du centre de torsion …….72
Tableau IV.3 : Calcul de l'excentricité statique ……73
Tableau IV.4 : Calcul d'excentricité accidentelle …….73
Tableau IV.5 : Calcul de l'excentricité totale ……..74
Tableau IV.6 : Coefficient d'accélération de zone IIb……..76
Tableau IV.7 : Détermination du facteur de qualité Q …….77
Tableau IV.8 : Le comportement des trois premiers modes……..80
Tableau IV.9 : Coefficient de participation massique……80
Tableau IV.10 : Calcul de la force sismique ……82
Tableau IV.11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……..82
Tableau IV.12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X…….84

Tableau IV.13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y……..85
Tableau IV.14 : Calcul du moment de renversement……85
Tableau IV.15 : Calcul du moment stabilisant……..86
Tableau IV.16 : Vérification de stabilisation……86
Tableau IV.17 : Vérification des déplacements inter-étage sens X……..87
Tableau IV.18 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y…….87
Tableau IV.19 : Vérification l'effet P-Δ sens X……88
Tableau IV.20 : Vérification l'effet P-Δ sens Y……..88
Tableau IV.21 : Vérifications des sollicitations normales……89
Tableau V.1 : Les données de calcul……90
Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales……92
Tableau V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires……..92
Tableau V.4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales……93
Tableau V.5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires……..93
Tableau V.6 : Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA ……..94
Tableau V.7 : Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA …….94
Tableau V.8 : Calcul de $\bar{\tau}_u$……98
Tableau V.9 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres…….99
Tableau V.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres…….99
Tableau V.11 : Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement ……..100
Tableau V.12 : Vérification de la flèche des poutres…….100
Tableau V.13 : Vérifications détaillée de la flèche des poutres…….101
Tableau V.14 : Corrections des moments dans les poteaux à l'ELU……104
Tableau V.15 : Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux à l'ELU……..105
Tableaux V.16 : Vérification des sections d'armatures longitudinales des poteaux à l'ELU 106
Tableau V.17 : Vérification des armatures à ELS des poteaux……..107
Tableau V.18 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux..108
Tableau V.19 : Les armatures transversales et leurs espacements…….110
Tableau V.20 : Vérification de la quantité d'armatures transversales……110
Tableau V.21 : Les armatures verticales des voiles (V_1,V_2,V_3, V_4)d'épaisseur 20 cm…….117
Tableau V.22 : Les armatures verticales des voiles (V_1,V_2,V_3, V_4)d'épaisseur 15 cm….118
Tableau V.23 : Vérification a l'effort tranchant des voiles (V_1,V_2,V_3, V_4,V_5)…..120
Tableau V.24 : Détermination des armatures horizontales……..121
Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées S_1, S_2, S_3 à l'ELS.126
Tableau IV.2 : Vérification de la contraintes pour les semelles S1, S2 et S3 suivant X 126
Tableau IV.3 : vérification de la contraintes pour les semelles S1, S2 et S3 suivant Y..127
Tableau VI.4 : Calcul du ferraillage des semelles isolées S_1 à l'ELU ….127
Tableau VI.5 : Calcul du ferraillage des semelles isolées S_1 à l'ELU ……..127

Tableau VI.6 : Calcul du ferraillage des semelles isolées S_1 à l'ELS ……128
Tableau VI.7 : Calcul du ferraillage des semelles isolées S_1 à l'ELS …128
Tableau VI.8 : Ferraillage final des semelles isolées S_1 et leur espacement..128
Tableau VI.9 : Vérification des longueurs de scellement des semelles isolées $S_{1..}$128
Tableau VI.10 : Vérification de la stabilité au renversement des semelles isolées $S_{1...}$129
Tableau VI.11 : Dimensionnement des semelles filantes SF1, SF2, SF4, SF5, SF6 sous voiles à l'ELS……130
Tableau VI.12 : Vérification des semelles filantes SF1, SF2, SF4, SF5, SF6 à l'ELU…130
Tableau VI.13 : Ferraillage de la semelle filante SF5 à l'ELU…131
Tableau VI.14 : Ferraillage de la semelle filante SF5 à l'ELS…131
Tableau VI.15 : Ferraillage finale de la semelle filante SF5…131
Tableau VI.16 : Vérification de la longueur de scellement de la semelle filante SF5..132
Tableau VI.17 : Vérification de la stabilité au renversement de la semelle filante SF5 …132
Tableau VI.18 : Détermination de la longueur des débords pour la semelle sous deux poteaux..134
Tableau VI.19 : Dimensionnement de la semelle sous deux poteaux …134
Tableau VI.20 : Calcul des sections d'acier de la poutre de libage…136
Tableau VI.21 : Vérification du ferraillage de la poutre de libage à l'E.L.S…136
Tableau VI.22 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement ….137
Tableau VI.23 : Vérification de la flèche pour la poutre de libage…138
Tableaux VI.24 : Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU…140
Tableau VI.25 : Vérifications des armatures du voile périphérique ……..140
Tableau VI.26 : Valeurs de α…….142

Listes des figures

Figure I.1: Diagramme contrainte –déformation du béton ……...…....06
Fig I.2: Diagramme contrainte limite de l'acier …….....07
Fig. II-1: Composants d'un plancher terrasse ……..…..11
Fig. II-2: Composants d'un plancher courant …….12
Figure II.3. Coupe du plancher à corps creux …..13
Figure II.4.Dimensions du corps creux…….14
Fig. II.5 Coupe de mur en maçonnerie …..15
Figure II.6. Surface reprise par le poteau le plus sollicité 4ème, et 5ème étage …..19
Figure II.7. Surface reprise par le poteau le plus sollicité 3ème, et 2ème étage ……19
Figure II.8. Surface reprise par le poteau le plus sollicité 1èr étage, et RDC…….20
Fig. II-9: Coupe de voile en plan…….23
Fig. II-10: Coupe de voile en élévation…..24
Fig. III-1: L'acrotère…..25
Fig. III-2: Section de B.A à l'ELU…..26
Fig. III-3: Section de B.A à l'ELS…….28
Fig. III-4: Ferraillage de l'acrotère …..30
Fig.III.5 efforts dans les dalles pleine ……32
Fig. III.6 Efforts et déplacements des zones rigides…….32
Fig. III.7 Position des lignes de repture…….33
Fig III.8 La dalle de type 2-1…….33
Fig III.9 La dalle de type 2-2……34
Figure III.10 : Section de la dalle pleine……35
Fig. III-11: Schéma statique de la poutrelle …….38
Fig. III-12: choix de disposition des étaiements ……39
Fig. III-13: Schéma statique de la poutrelle …..41
Fig. III.14 Différents efforts dans la poutrelle a une seule travée …….43
Fig.III.15. Différents efforts dans la poutrelle à deux travées (ELU)) …..44
Figure III.16 : Diagramme du moment (ELS) des poutrelles à deux travées….45
Figure III.17 : Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite).51
Figure III.18 : Ferraillage de la table de compression…….52
Figure III.19 : Représentation d'un escalier……..54
Figure III.20 : Représentation de l'escalier du RDC..55
Figure III. 21: Représentation des escaliers des étages…56
Figure III.22 : Schéma statique des efforts du l'escalier du RDC….58
Figure III.23 : Schéma statique des efforts de l'escalier de l'étage courant ……..62
Figure III.24 : Schéma statique de la poutre palière……..66
Figures IV.1.disposition des voiles aux RDC et étages ……..70
Figure IV.2.Vue en plan …….70
Figure IV.3.dimension des voiles et poteaux ……72
Figure IV.4 : position du centre de masse...74
Figure IV.5 : Spectres de réponse …….78
Figure IV.6.Le comportement des trois premiers modes …..79
Figure IV.7.Les forces agissent sur la stabilité au renversement ……83
Figure IV.8.Distribution des forces sismiques ……..84
Figure IV.9.Concentration des forces sismiques aux étages suivant X ……..84
Figure IV.10: Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y……85
Figure V.1 : Disposition des armatures pour les poutres…..95
Figure V.2 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires de la terrasse.95
Figure V.3 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires des étages….96
Figure V.4 : Ferraillages des poutres principales de rives de la terrasse……..96
Figure V.5 : Ferraillages des poutres principales de rives des étages…….96

Figure V.6 : Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires de la terrasse……..97
Figure V.7 : Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires des étages…….97
Figure V.8 : Ferraillages des poutres secondaires de rives de la terrasse……97
Figure V.9 : Ferraillages des poutres secondaires de rives des étages…….98
Figure V.10 : Définition de la zone nodale dans les poteaux…….102
Figure V.11. Disposition des armatures pour les poteaux……..111
Figure V.12. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 4 et 5……..111
Figure V.13. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 2 ,3……112
Figure V.14. Ferraillage des poteaux de rive des étages RDC, 1ere étage…….112
Figure V.15 : Disposition des voiles…….114
Figure V.16 : Section entièrement tendue …….115
Figure V.17 : Section entièrement comprimée……..116
Figure V.18 : Section partiellement comprimée……..116
Figure V.19 : Les armatures transversales et les épingles……119
Figure V.20 : La zone de recouvrement des voiles……119
Figure V.21 : Disposition des armatures dans les voiles V_1, V_2 d'épaisseur20cm……..121
Figure V.22 : Disposition des armatures dans les voiles V_3 ,V_4 d'épaisseur 20cm……122
Figure V.23 : Disposition des armatures dans les voiles V_1, V_2, d'épaisseur 15 cm ……..…122
Figure V.24 : Disposition des armatures dans les voiles V_3,V_4 d'épaisseur 15……..122
Figure VI.1 : Représentation initiale des semelles ……...……..125
Figure VI.2 : Représentation des semelles isolées sous poteaux……....125
Figure VI.3 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux……..…129
Figure VI.4 : Représentation finale des semelles……...….131
Figure VI.5 : Schémas d'une Semelle filante sous poteaux……....132
Figure VI.6 : Représentation 3D de la semelle filante sous deux poteaux……134
Figure VI.7 : Représentation 2D de la semelle filante sous deux poteaux……..…..134
Figure VI.8 : Schéma et diagramme des efforts internes de la semelle filante ……..….135
Figure VI.9 : Disposition du ferraillage de la poutre de libage……..137
Figure VI.10 : Schéma du chargement qui vient au voile périphérique ……..…..……..138
Figure VI.11 : Schéma des dimensions du voile périphérique……...139
Figure VI.12 : Disposition de ferraillage du voile périphérique ……....141
Figure VI.13 : Ferraillage des longrines…….143

NOTATIONS

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{max}, A_{min} :Section d'acier maximale et minimale

A: Section d'un cours d'armatures transversales.

A_{ver} : Section d'armatures verticales.

A_h : Section d' d'armatures horizontales.

A_c : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.)

A_D : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

M_t : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_U : Effort normal ultime.

T_U : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

❖ Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.

S_v : Espacement des armatures verticales.

❖ Majuscules grecques :

Δ : Variation.

$\sum$: sommation.

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

W *:* poids.

❖ Minuscules grecques :

α*:* Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ::Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

❖ Autres notations :

A.N : Axe neutre.

OK : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

Dur : Durable.

Acc : Accidentelle.

Introduction générale

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant la période de formation d'ingénieur à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude ; nous avons procédé a l'étude de la structure porteuse de deux blocs situés a «KSAR EL BOUKHARI» wilaya de MEDEA, le bloc constitué d'un rez-de-chaussée destiné a des commerces et 5 étages à usage d'habitation.

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions. Le second traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles. Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatifs nécessaires sont présentés au troisième chapitre.

Le 4eme chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure des deux blocs moyennant le logiciel de calcul des structures « Robot.2010 », on présente d'abord les différents caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans la réponse dynamique, les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments résistance (portique et voiles), ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre. Finalement, le bloc a été fondés conformément au rapport du sol.

A la fin; on terminera notre travail avec une conclusion générale.



Figure.1 : Façade principale

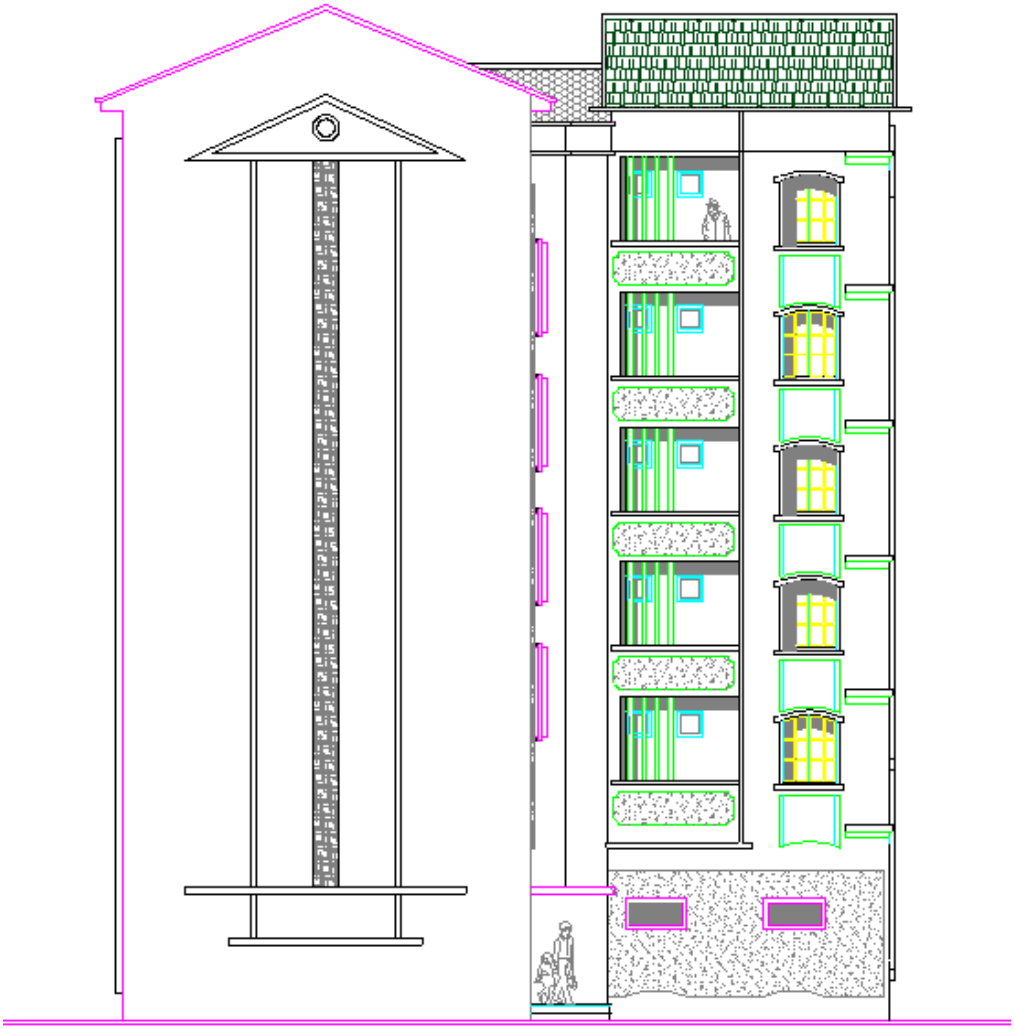


Figure.2 : Façade postérieure

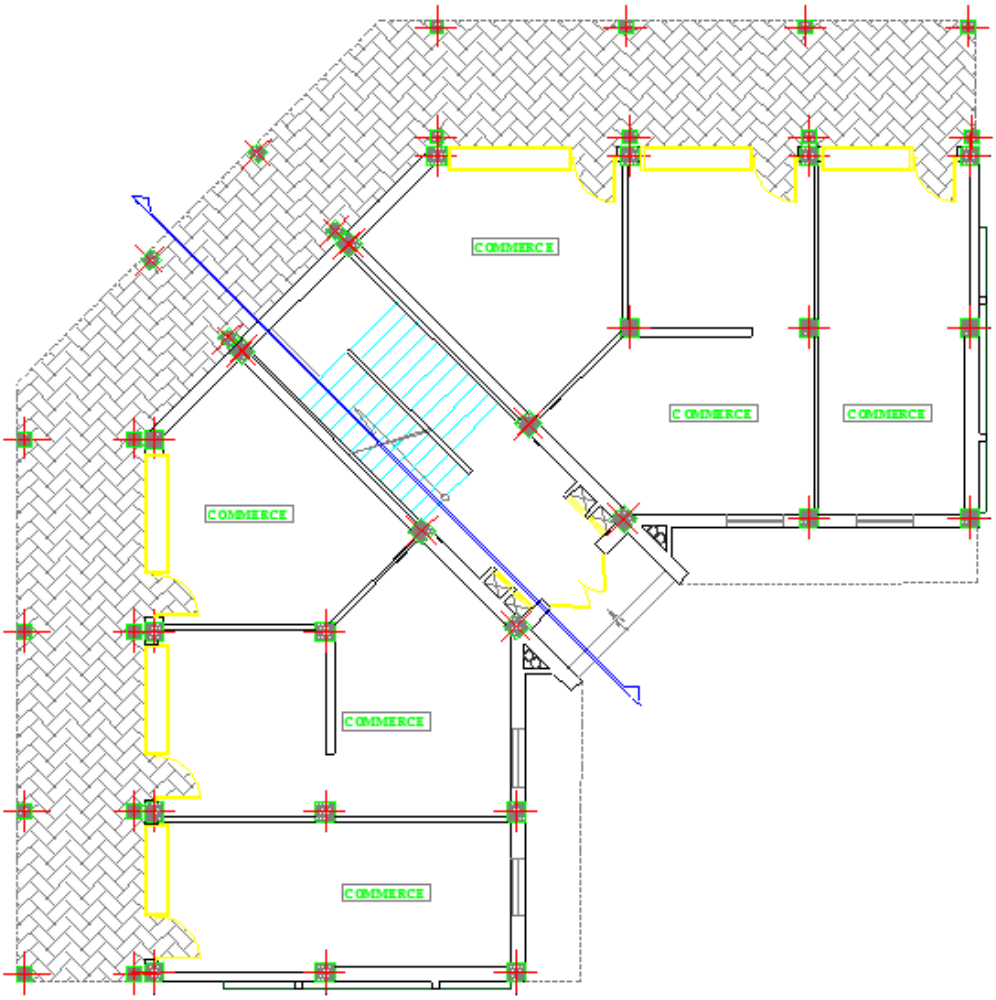


Figure.3 : Plan du RDC

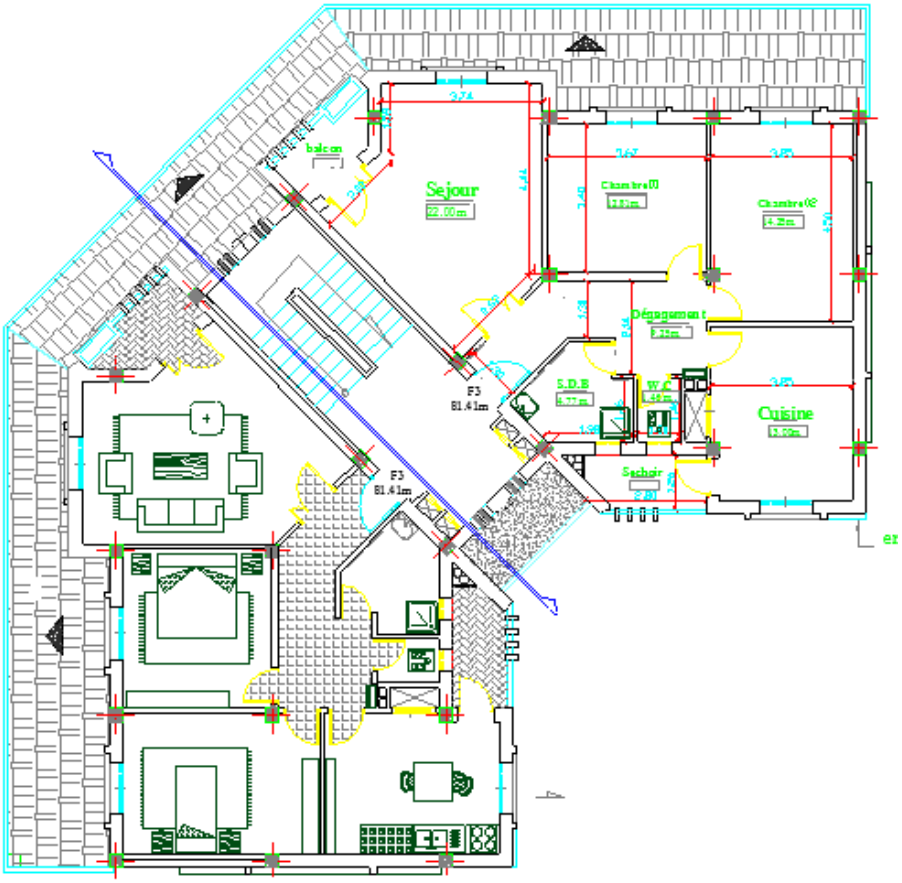


Figure.4 : Plan des étages

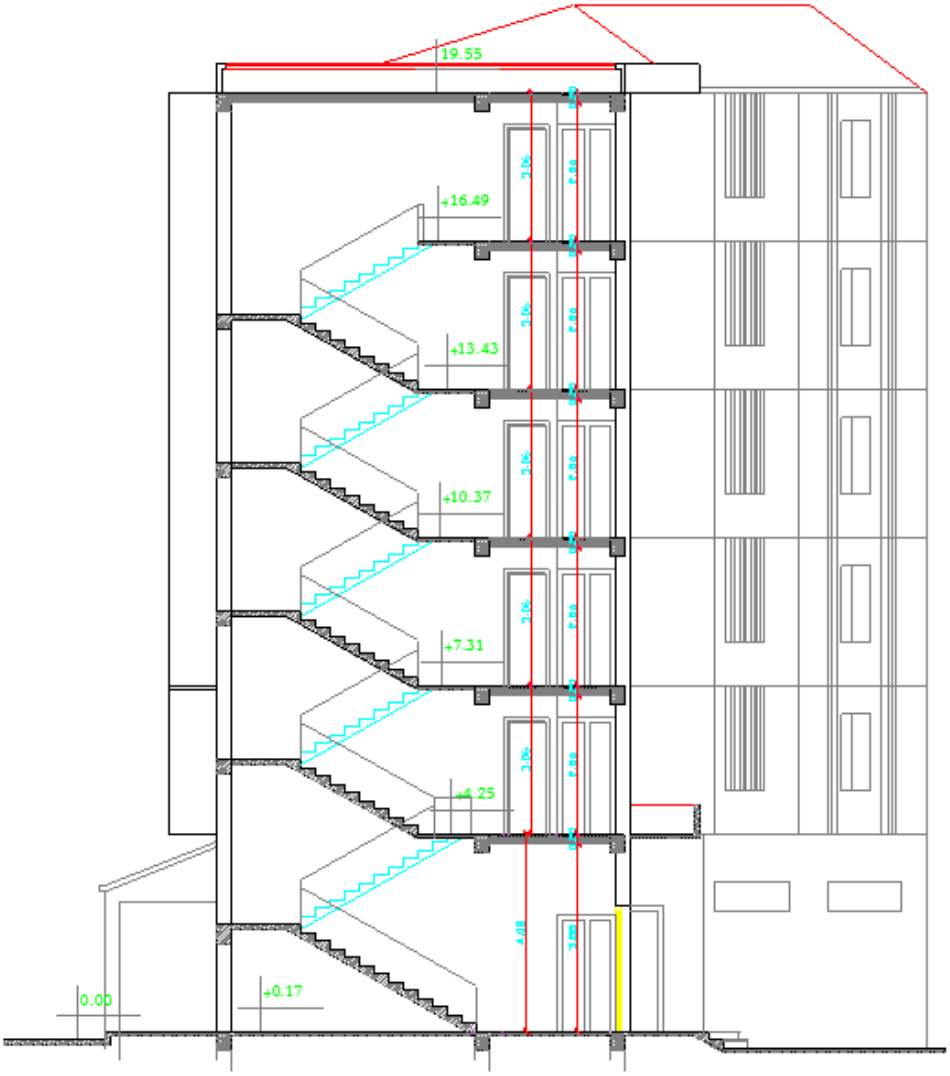


Figure.5 : COUPE A-A

Chapitre

Description de l’ouvrage

I.1. INTRODUCTION :

I.1.1. Destination :

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage multiple (d'habitation avec locaux commerciaux). Cet ouvrage comporte un seul bloc avec cinq (05) niveaux sur rez-de-chaussée (R+5) décrochés en plan

I.1.2. Situation :

L'ouvrage étudié sera implanté à Ksar El Boukhari wilaya de Médéa classé selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone **II_A**).

Notre étude sera menée conformément aux exigences et règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 et aux règles parasismiques RPA99 version2003.

I.2. CARACTÉRISTIQUE GÉOMÉTRIQUES DE L'OUVRAGE :

Le projet en question est composé de (06) niveaux en superstructure dont un rez-de-chaussée et cinq (05) étages courants avec terrasse inaccessible.

I.2.1. Les dimensions du bâtiment en plan :

- Longueur totale **L = 20.15 m**
- Largeur totale **L = 20.07 m**

I.2.2. Les dimensions du bâtiment élévation :

- Hauteur RDC **h_{RDC} = 4.08m**
- Hauteur d'étage **$h_{étage}$ = 3.06 m**
- Hauteur totale du bâtiment **H = 19.55m**

I.3. DESCRIPTION CONSTRUCTIVE DE L'OUVRAGE :

1.3.1. Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur de 19.55 m qui dépasse les 11 m, alors le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) préconise un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'intersection portiques-voiles.

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 leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre que les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.3.2. Planchers :

Nous avons utilisé (2) deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- planchers à cops creux.
- planchers à dalle pleine.

I.3.3. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

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

I.3.4. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 70 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur. L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente.

I.3.5. L'escalier :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit à double volet.

I.3.6. L'infrastructure :

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

I.3.7. La toiture :

La toiture est faite en tuile mécanique et la sous toiture en plaque de plâtre.

I.4. CARACTÉRISTIQUE MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93).

I.4.1. Béton :

Le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelé « granulats » (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau.

a. Caractéristique du Béton :

- facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- bonne résistance aux actions climatiques.
- bonne résistance à la compression.
- faible résistance à la traction.

b. Ciment : le choix du dosage et la classe du ciment doivent être en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes.

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland artificiel (CEM II/CPJ 42.5)

c. 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 ; 15/25)

d. Eau de gâchage : l'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

e. Dosage du béton :

La variation de la teneur en eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité. Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités.

On retiendra que, pour 1 m^3 de béton, on utilise environ 350 à 400 kg de ciment, 175 à 200 kg d'eau, 500 à 550 kg de sables (dimension < 6 mm) et 1100 à 1200 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm), ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité du béton recherché.

I.4.2. Béton armé :

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal " effort de traction". Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement, et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

a. Résistance du béton : C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action des contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

b. Résistance caractéristique à la compression : Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (ϕ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm). Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour} \quad f_{c28} \le 40\ Mpa$$

$$F_{cJ} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour} \quad f_{c28} > 40\ Mpa \qquad [1]$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10 f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

Tableau I.1 : Résistance f_{c28} du béton à 7 ; 14 et 90 jours [1].

f_{c28} **(MPa)**	**16**	**20**	**22**	**25**	**30**	**35**	**40**
7 jours	10.6	13.2	14.6	16.5	19.9	23.2	26.5
14 jours	13.7	17.9	18.8	21.4	25.6	29.9	34.2
90 jours	17.6	22	24.2	27.5	33	38.5	44

c. Résistance caractéristique à la traction : La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée par trois essais :

1. En traction directe ;
2. En traction par fendage ;
3. En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation : $f_{tJ} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cJ}$ Avec : f_{cJ} *et* f_{tJ} en MPa

d. <u>Coefficient de POISSON (υ)</u> :

$$\frac{\text{Allongement dans le sens transversal}}{\text{Raccourcissement longitudinal}} = \upsilon \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple

(Flambement transversal " Δ_a " raccourcissement longitudinal " Δ_l ").

Le coefficient de POISSON est pris égal à :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations (ELS);

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU). [1]

e. <u>Module de déformation longitudinale</u> : Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à:

$$E_{iJ}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3} \qquad [1]$$

où : f_{cJ} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en MPa.

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{VJ} est pris égale à :

$$E_{VJ}[MPa] = \frac{E_{iJ}}{3} \qquad \text{Soit : } E_{VJ} = 3700(f_{cJ})^{1/3} MPa \qquad [1]$$

I.4.3. <u>Acier</u> :

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

a. <u>Types d'acier</u> : Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE 235	ϕ 6 et ϕ 8	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	T ≥ 8	400
Treillis soudé	Dalle de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

b. <u>Module d'élasticité longitudinale de l'acier</u> : Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé :

$$[\,E_s = 2.10^5\,MPa\,].$$ Art.2.2.1.[1]

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe ; Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.5. <u>PRINCIPE DE CALCUL DU C.B.A.93</u> :

Il existe deux états limites :

✹ Etat limite ultime (E.L.U) basé sur :

- ♦ L'Equilibre statique
- ♦ L'ouverture des fissures
- ♦ La stabilité de forme

✹ Etat limite de service (E.L.S) basé sur :

- ♦ La compression du béton
- ♦ L'ouverture des fissures
- ♦ La déformation

1.5.1. <u>E.L.U de résistance</u> :

a. <u>Contrainte du béton en compression</u> :

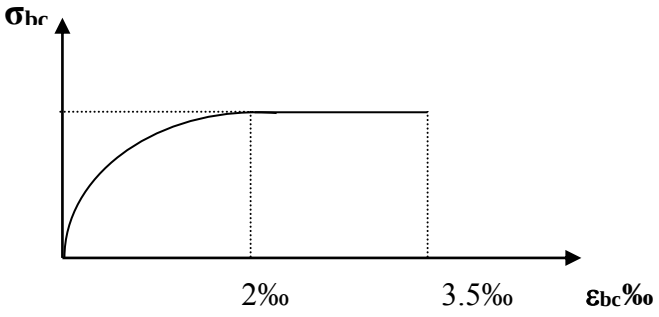


Figure I.1: Diagramme contrainte –déformation du béton [1]

La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc} est donnée par la formule:

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85 f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b}$$ [1]

Avec : γ_b : coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1{,}5$ Pour une combinaison fondamentale ;

$\gamma_b = 1{,}15$ Pour une combinaison accidentelle.

θ=1 lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;

θ=0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

θ=0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 heure ;

b. <u>Contrainte ultime de cisaillement</u> : La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ Mpa\right)$ [1]
- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ Mpa\right)$ [1]

c. <u>Contrainte limite de l'acier</u> : A L'E. L.U, la contrainte limite de l'acier est:

$$\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s$$

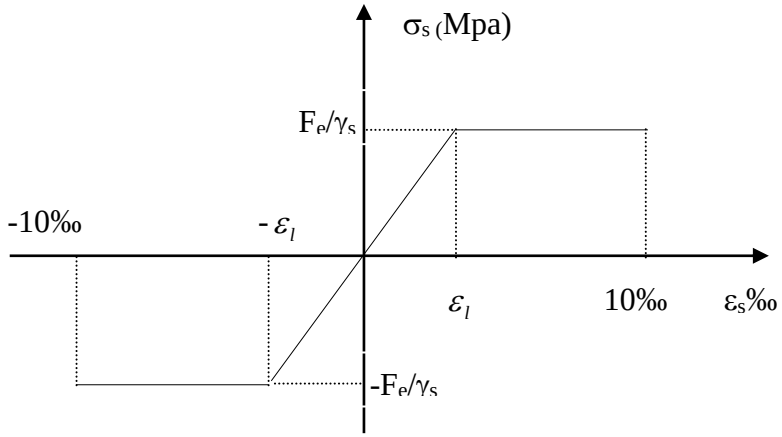


Fig. I.2: Diagramme contrainte limite de l'acier

Avec :

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de l'acier ;

F_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier ;

γ_s : Coefficient de sécurité $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite

$\varepsilon_s = sFe/\gamma_s . E_s$ D'où : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

I.5.2. <u>A l'E.L.S</u> :

a. <u>E.L.S de compression de béton</u> :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\ f_{cj}$ [1]

A l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$.

b. <u>E.L.S de contrainte limite de l'acier</u> :

<u>Contrainte limite de l'acier</u> :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer [1]
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2f_e/3;110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [Mpa] [1]
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e/2;90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [Mpa] [1]

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérance} \end{cases}$$

I.6. <u>CONCLUSION</u> :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25Mpa$

$f_{t28} = 2.1Mpa$

$E_{i28} = 32164.2Mpa$

$E_{v28} = 10819Mpa$

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

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

$FeE400,\ fe = 400Mpa$: Pour les armatures longitudinales

$FeE235,\ fe = 235Mpa$: Pour les armatures transversales

$\overline{\sigma_s} = 202Mpa$: Fissuration préjudiciable pour les AH

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

II.1. INTRODUCTION :

Le prédimensionnement est un calcul préliminaire, il permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Un plancher est une aire plane horizontale qui sert à limiter les étages, sa fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs, ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux la hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$$\mathbf{(L/25) \leq h_t \leq (L/20)}$$

Avec : L: longueur max de poutrelle a nus des appuis

L = 5 m. $16 \leq h_t \leq 20$

On adoptera $h_t = 20$ cm telle que $h_t = d + e$

d= 16cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc $\mathbf{h_t = (16 + 4)\ cm}$.

II.2.2. Dalle pleine :

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

A. Critère de résistance :

- Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$(Lx/45) \leq e_p \leq (L\ x\ /40) \quad .....[7]$$

ep : épaisseur de la dalle.

- Dalle reposant sur deux appuis :

$$(Lx / 35) \leq e_p \leq (Lx / 30) \quad .....[7]$$

B. Sécurité contre l'incendie :

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

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

C. Condition d'isolation acoustique : ep ≥ 15 cm.

➢ **Vérification du critère de résistance :**

L_x : la plus grande portée.

$$\frac{400}{45} \leq e_p \leq \frac{400}{40} \Rightarrow 8.889 \leq e_p \leq 10$$

- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm, on prend ep = 15 cm

➢ **Condition de la flèche :**

$$\text{Si } l \leq 5m \Rightarrow F \leq \frac{l}{500}$$

$$\text{Si } l > 5m \Rightarrow F \leq \frac{l}{1000} + 0.5cm$$

Pour les éléments en console :

$$\text{Si } l \leq 2m \Rightarrow F \leq \frac{l}{250}$$

➢ **Conclusion :**

Pour la dalle plaine on adoptera $\mathbf{e_p}$ = 15cm

II.3. ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

II.3.1. Plancher terrasse :

A. Charges permanentes :

A.1. Plancher corps creux :

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

N°	Composants	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m^3)	**Poids surfacique (KN/m^2)**
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	18	**0.90**
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	**0.12**
3	Papier kraft	-	-	**0.05**
4	Film polyane	-	-	**0.05**
5	Liège (isolant)	0.04	4	**0.16**
6	Forme de pente	0.10	22	**2.2**
7	Pare vapeur	0.01	6	**0.06**
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	**2.80**
9	Enduit plâtre	0.02	10	**0.2**
Charge permanente G				**6.54**

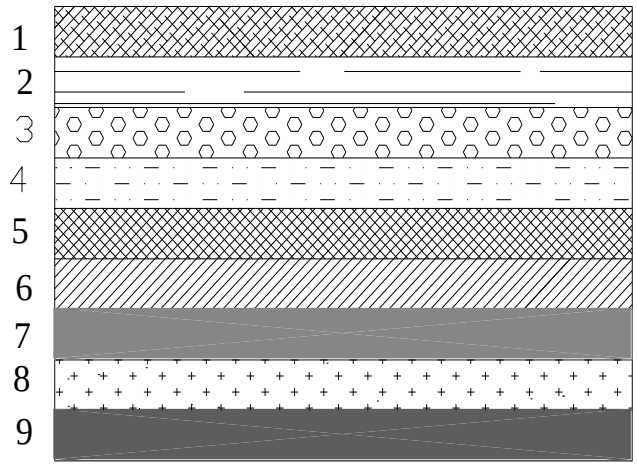


Figure II.1 : Composants d'un plancher terrasse

A.2. <u>Plancher dalle pleine</u> :

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

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	18	**0.90**
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	**0.12**
3	Papier kraft	-	-	**0.05**
4	Liège (isolant)	0.04	4	**0.16**
5	Forme de pente	0.10	22	**2.2**
6	Film polyane	-	-	**0.05**
7	Pare vapeur	0.01	6	**0.06**
8	Dalle pleine	0.15	25	**3.75**
9	Enduit plâtre	0.02	10	**0.2**
Charge permanente G				**7.49**

B. <u>Surcharges d'exploitation</u> :

Le plancher terrasse est inaccessible : **Q = 1KN/m^2**

II.3.2. Plancher courant :

A. Charges permanentes :

A.1. Plancher corps creux :

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

N°	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.2
6	Cloison légères	0.10	-	1.62
Charge permanente G				6.00

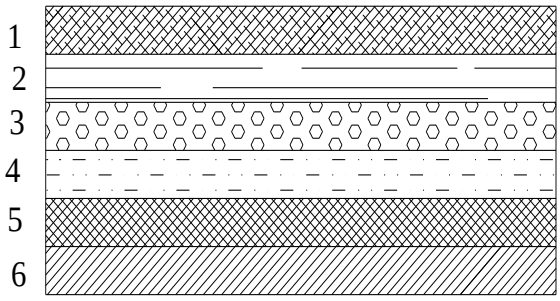


Fig. II.2 : Composants d'un plancher courant

A.2. Plancher dalle pleine :

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

N°	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20.00	0.4
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.2
6	Cloison légères	0.10	-	1.62
Charge permanente G				6.95

B. Surcharges d'exploitation :

Le plancher courant à usage d'habitation **Q = 1.5KN/m²**

Le R.D.C à usage commercial **Q = 4KN/m²**

II.3.3. Balcon :

A. Charges permanentes :

Tableau II.5 : Charges permanentes du balcon (corps creux)

N°	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.2
Charge permanente G				4.2

B. Surcharges d'exploitation : Q = 3.5 KN/m

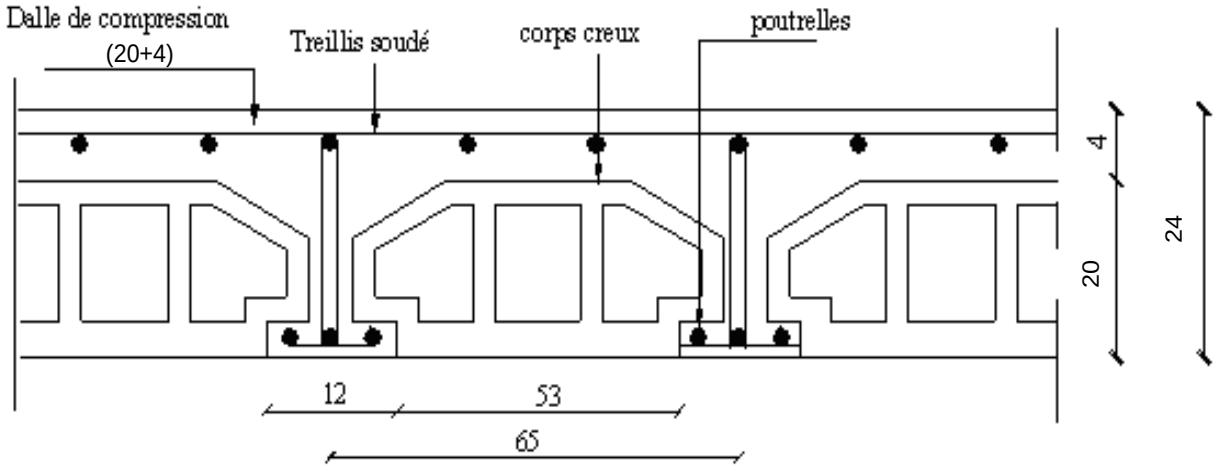


Figure II.3 : Coupe du plancher à corps creux

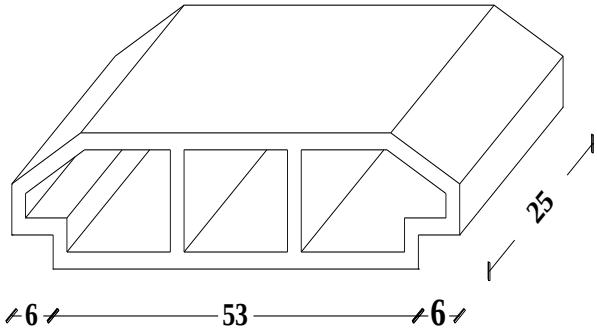


Figure II.4 : Dimensions du corps creux

II.3.4. Maçonnerie :

A. Murs extérieurs(double cloison) :

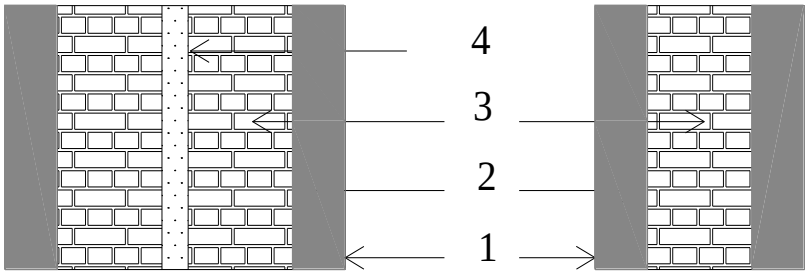
Tableau II.6 : Charges permanentes du mur double cloison

N°	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
01	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
02	Enduit en ciment	0.02 x 2	18	0.72
03	Brique creuse	0.10 x 2	9	1.80
04	Lame d'air	0.10	/	/
Charge permanente G				2.72

B. Murs intérieurs (simple-cloison) :

Tableau II.7 : Charges permanentes du mur

N°	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
01	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
02	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
03	Brique creuse	0.10	/	0.9
Charge permanente G				1.64



a- Double cloison **b- simple cloison**

Figure II.5 : Coupe de mur en maçonnerie

II.4. PRÉDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée satisfait la condition de résistance et de la flèche imposées par les règles (C.B.A.93) et selon les exigences des règles parasismiques Algériennes (R.P.A 99 version 2003) :

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

$$0.3 \cdot h \leq b \leq 0.7 \cdot h$$

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous.

$$(b \geq 20cm,\ h \geq 30cm;\ \frac{h}{b} \leq 4) \text{ ..... [3]}$$

I.4.1. Poutres principales :

On a : L_{max}= 4.93 m, alors : $32.86 \leq h \leq 49.30$

$493/15 \leq h \leq 493/10 \Rightarrow 32.86 \leq h \leq 49.30$ on prend **h = 45cm**

$13.5 \leq b \leq 31.5$ on prend **b = 30 cm**

A. Vérification selon le R.P.A 99 version 2003 :

$b = 30 > 20$ cm **(C.V)**

$h = 45 > 30$ cm **(C.V)**

$h/b = 1.50 \leq 4$ **(C.V)**

b_{max}=30 cm $\leq 1.5h+b_1$= 90cm **(C.V)**

Toutes les vérifications du **RPA 99 version 2003** sont satisfaisantes.

B. <u>Vérification de la flèche</u> :

$$\text{Si : } \quad l \leq 5\text{m} \quad \Longrightarrow \quad F \leq \frac{l}{500}$$

$$\text{Si : } \quad l > 5\text{m} \quad \Longrightarrow \quad F \leq \frac{l}{1000} + 0.5\text{cm}$$

- Charges revenant à la poutre principale :

Poids propre de la poutre $G_p = 0.45 \times 0.30 \times 25 = 3.375\text{KN/ml}$

Poids propre du plancher $G_{plancher} = 4.93 \times 6.00 = 29.58\text{KN/ml}$

$Q_{plancher} = 1.5 \times 4.93 = 7.395\text{KN/ml}$

Poids total : $P_{total} = (G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}) = 40.35\text{KN/ml}$

- Calcul de la flèche

$$L = 4.93 \leq 5\text{m} \quad \Longrightarrow \quad F_{limite} = L / 500 = 0.986\text{cm}$$

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$$\mathbf{F} = \frac{5 \cdot P \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

$I = bh^3/12$; $F \leq \mathbf{F_{limite}}$

$F = 12 \times 5 \times 40.35 \times (4.93)^4 / (348 \times 32164.2 \times 0.30 \times (0.45)^3)$.

$F = 0.467\text{m} < F_{imite} = 0.986\text{m}$.

<u>Conclusion</u> : pour les poutres principales (porteuses), on adoptera la section suivante :

(b x h) = (30 x 45) cm.

II.4.2. <u>Poutres secondaires</u> :

La portée maximale des poutres secondaires à une longueur de : $L_{max} = 3.60\text{m}$

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

$$0.3 \cdot h \leq b \leq 0.7 \cdot h$$

$$1/4 < h/b < 4$$

Alors $24\text{m} \leq h \leq 36\text{m}$ on adoptera $b = 30\text{cm}$ et $h = 30\text{cm}$.

A. <u>Vérification selon le R .P.A 99 version 2003</u> :

b = 30 > 20 cm **(C.V)**

h = 30 ≥ 30 cm **(C.V)**

h/b = 1 ≤ 4 **(C.V)**

B. <u>Vérification de la flèche</u> :

$$\text{Si} \quad l \leq 5m \quad \Rightarrow \quad F \leq \frac{l}{500}$$

$$\text{Si} \quad l > 5m \quad \Rightarrow \quad F \leq \frac{l}{1000} + 0.5cm$$

Poids propre de la poutre $G_p = (0.30 \times 0.30 \times 25) = 2.25KN/ml$

Poids propre du plancher $G_{plancher} = 6.00 \times (0.65-0.3) = 2.1KN/ml$

$Q_{plancher} = (1.5 \times 0.65) = 0.975KN/ml$

Poids total : $P_{total} = (G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}) = 5.322KN/ml$

Calcul de la flèche

$L = 4.70 \leq 5m \Rightarrow F_{limite} = 3.60 / 500 = 0.72m$

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$$\mathbf{F} = \frac{5 \cdot P \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

$I = bh^3/12$; $F \leq \mathbf{F_{limite}}$

$F = 60 \times 5.322 \times (3.60)^4 / (348 \times 32164.2 \times 0.30 \times (0.30)^3)$.

$F = 0.59\ m < F_{imite} = 0.72m$.

<u>Conclusion</u> : pour les poutres secondaires (non porteuses), on adoptera la section suivante :

(b x h) = (30 x 30) cm.

II.5. PRÉDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

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

II.5.1. Étapes de prédimensionnement :

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Action revenant à ce poteau.

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées ([1] ART B 8.1.1) .

✓ Vérifier $N_{ultime} \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$ **[1]**

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

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

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

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f: Longueur de flambement.

i : rayon de giration.

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}} \qquad I = \frac{b.h^3}{12} \text{ (poteau carré).}$$

II.5.2. <u>Détermination des charges et surcharges</u> :

- Surface du plancher revenant au poteau: $\mathbf{S_p=12.41\ m^2}$
- Surface totale : $S_t=5.15x4.80 \Rightarrow \mathbf{St=15.24\ m^2}$

<u>Niveau (5éme étage)</u> :

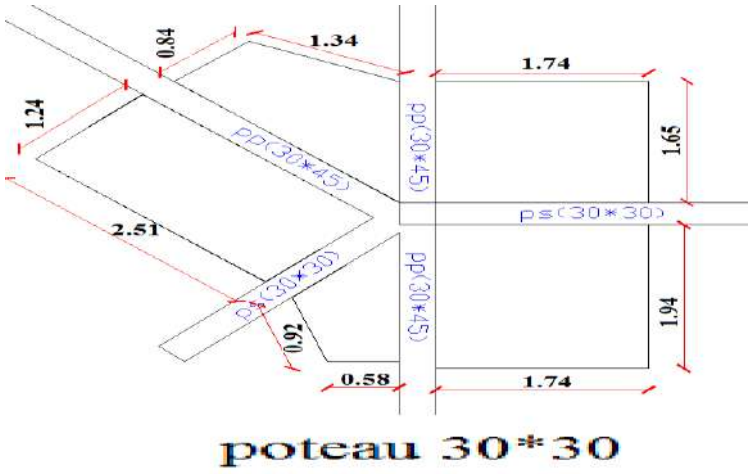


Figure II.6 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité 4ème, et 5ème étage

$G_{palncher}$ = 6.60x (12.41) = 81.906KN

G_{poutre} = 25x [(0.3 x 0.45 x (1.65+1.95+2.51)) + (0.30 x 0.30 x(1.74+1.24))] = 27.35KN

G_{poteau} = 0.3x0.3x3.06x25= 6.89KN

G = $G_{palncher}$+ G_{poutre}+ G_{poteau} = 81.906+27.35+6.89 = **116.146KN**

La charge d'exploitation Q = 1x 15.24 = 15.24 KN

<u>Niveau (4, 3, 2eme étage)</u> :

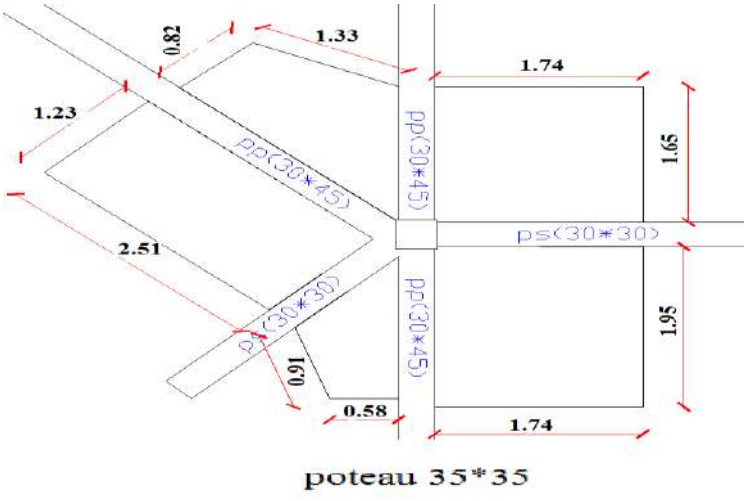


Figure II.7 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité 3ème, et 2ème étage

$G_{palncher}$ = 6.00x (12.41) = 73.92KN

G_{poutre} = 27.30KN

G_{poteau} = 9.37KN

G = $G_{palncher}$+ G_{poutre}+ G_{poteau} = 73.92+27.30+9.37 = **110.59KN**

Niveau (1^{ér} étage) :

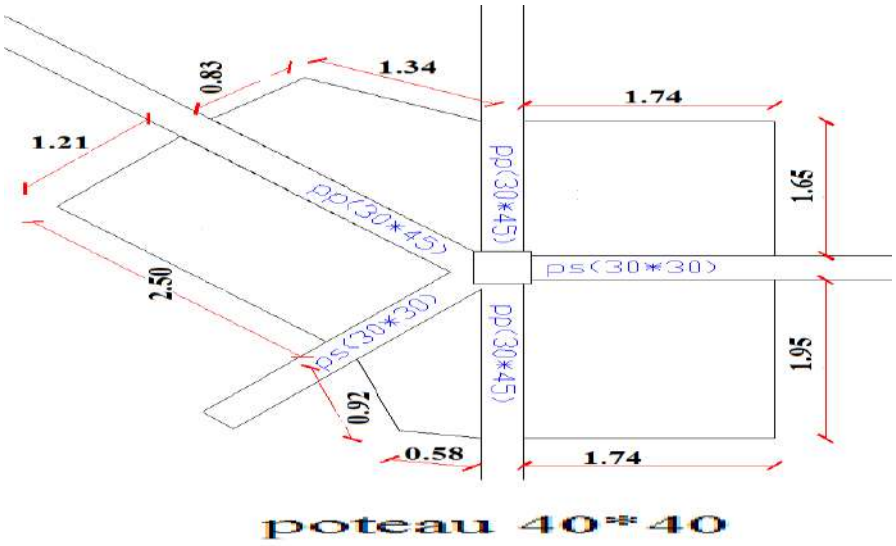


Figure II.8 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité 1^{èr} étage, et RDC

$G_{palncher}$ = 6.00x (12.41) = 73.86KN

G_{poutre} = 27.23KN

G_{poteau} = 12.24KN

G = $G_{palncher}$+ G_{poutre}+ G_{poteau} = 73.86+27.23+12.24 = **113.33KN**

Niveau (RDC) :

$G_{palncher}$ = 6.00x (12.41) = 73.86KN

G_{poutre} = 27.23KN

G_{poteau} = 16.32KN

G = $G_{palncher}$+ G_{poutre}+ G_{poteau} = 73.86+27.23+16.32 = **117.41KN**

- **Loi de dégression des charges Q :** **[4]**

Plancher terrasse : Q_0

Plancher 4eme étage : Q_0+Q_1

Plancher 3eme étage : $Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$

Plancher 2eme étage : $Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$

Plancher 1eme étage : $Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

Plancher du RDC : c'est un plancher à usage commercial d'où la méthode consiste à garder sa charge d'exploitation sans réduction.

- **Effort normal de résistance :**

$$\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \overline{N}_u = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u \end{cases}$$

Tableau II.8 : Détermination de l'effort normal ultime « N_u » de chaque niveau

NIV	G (KN)		Q (KN)		N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)
	G_{Niv}	$G_{cumulé}$	Q_{Niv}	$Q_{cumulé}$		
5	116,146	116,146	15,24	15,24	179,66	197,62
4	110,59	226,736	22,73	37,97	363,05	399,35
3	110,59	337,326	22,73	58,43	543,04	597,34
2	110,59	447,916	22,73	76,61	719,60	791,56
1	113,33	561,246	22,86	92,63	896,63	986,29
RDC	117,41	678,656	60,96	167,25	1167,06	1283,77

II 5.3. <u>Prédimensionnement des poteaux</u> :

Tableau II.9 : Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau.

Niv	Section carrée (cm^2)	$A = \frac{B}{1000}$ (cm^2)	L_f (cm)	λ	α	B_r (cm^2)	N_u (KN)	$\overline{N}_u$ (KN)	$N_u < \overline{N}_u$
5	**30 x 30**	**0.9**	**2.142**	**24.73**	**0.773**	**784**	**197,62**	**$1.146x10^4$**	**C.V**
4	**30 x 30**	**0.9**	**2.142**	**24.73**	**0.792**	**1089**	**399,35**	**$1.631x10^4$**	**C.V**
3	**35 x 35**	**1.225**	**2.142**	**21.20**	**0.792**	**1089**	**597,34**	**$1.631x10^4$**	**C.V**
2	**35 x 35**	**1.225**	**2.142**	**21.20**	**0.792**	**1089**	**791,56**	**$1.631x10^4$**	**C.V**
1	**40 x 40**	**1.6**	**2.142**	**18.55**	**0.805**	**1444**	**986,29**	**$2.197x10^4$**	**C.V**
RDC	**40 x 40**	**1.6**	**2.856**	**24.73**	**0.777**	**1444**	**1283,77**	**$2.121x10^4$**	**C.V**

- **Vérification vis-à-vis du RPA 99 version 2003 :**

Le prédimenssionnement doit respecter les conditions imposées par le RPA 99 version 2003. Pour la zone **III** Le règlement préconise :

- Min (b_1, h_1) ≥ 30 cm.
- Min (b_1, h_1) $\geq \frac{h_e}{20}$.
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$

Donc on obtient : Min (b_1 , h_1) = 30 cm ≥ 30 cm.

$$\text{Min } (b_1 , h_1) \geq \frac{3.06 - 0.45}{20}$$

$$\frac{b_1}{h_1} = \frac{30}{30} = 1 \geq \frac{1}{4}$$

<u>Conclusion</u> :

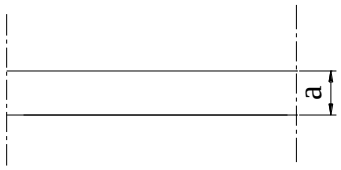
On adoptera les sections suivantes :

- (30 x 30) cm^2 p^0 $4^{éme}$ et $5^{éme}$ étages.
- (35 x 35) cm^2 p^0 $3^{éme}$ et $2^{éme}$ étages.
- (40 x 40) cm^2 p^0 $1^{éme}$ étage et R.D.C.

II.6. PRÉDIMENSIONNEMENT DES VOILES :

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

- $a \geq h_e / 20$



- $a \geq h_e / 22$

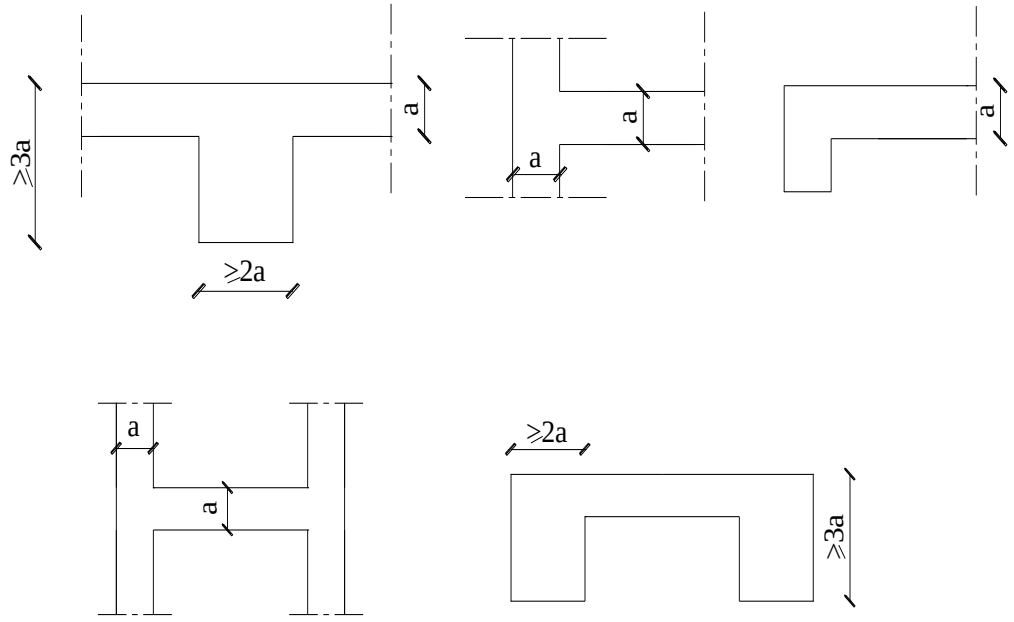
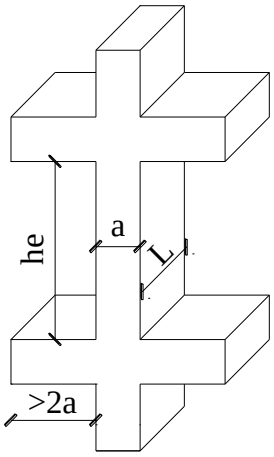


Figure II.9: Coupe de voile en plan.



L ≥ 4a

Figure II.10 : Coupe de voile en élévation

L'épaisseur minimale est de 15 cm, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage "h_e" et des conditions de rigidité aux extrémités.

Pour notre structure: $a \geq \max (h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20 ; 15cm)$.

$h_e = 4.08 – 0.35 = 3.73$ m

$h_e/25 = 14.92$ cm ; $h_e/22 = 16.95$cm ; $h_e/20$; 18.65cm.

$\Rightarrow$ $a \geq \max$ (14.92cm ; 16.95cm ; 18.65cm ; 15cm).

Tableau II.10 : Détermination des sections des voiles.

Etage	**R.D.C**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
A (cm)	**20**	**15**	**15**	**15**	**15**	**15**

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1. L'ACROTERE :

III.1.1. Définition :

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

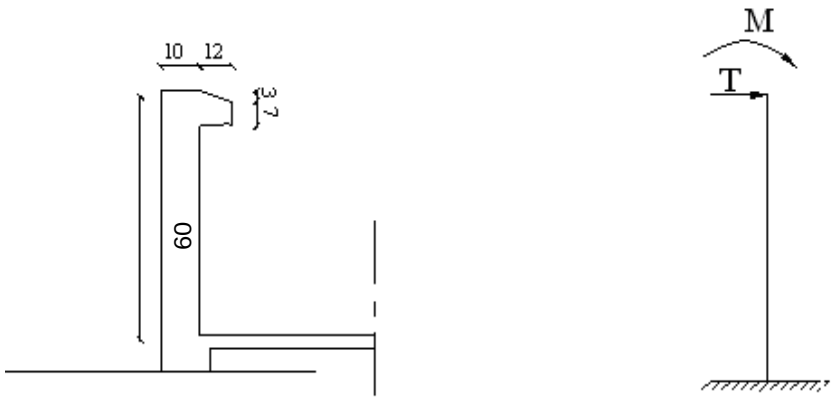
Le calcul se fait par une bande de 1m.

III.1.2. Charges et surcharges :

- Poids propre : 0,1 x 0,6 x 25 = 1,50 kN/ml.
- Revêtement : 2(0,015x0,6 x18) = 0,324 kN/ml.

G = 1,824 kN/ml

Main courante **:** **Q = 1kN/m**



a) Schéma de l'acrotère **b)** Schéma statique de l'acrotère

Figure III.1: L'acrotère

III.1.3. Calcul des efforts :

A. l'E.L.U :

- Effort normal : Nu = 1,35 x 1,824 = 2,46 kN.
- Moment d'encastrement : Mu = 1,5xQxh =0,90 kN.m
- Effort tranchant : Tu = 1,5xQ = 1,5 kN.

B. l'E.L.S :

- Effort normal : Ns = G = 1,824 kN.
- Moment d'encastrement Ms = Q x h = 0,60 kN.m
- Effort tranchant T_s = Q = 1kN.m

III.1.4. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée.

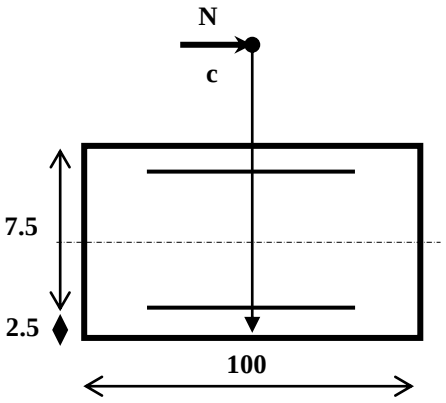


Figure III.2 : Section de B.A à l'ELU

A. l'E.L.U:

Données : f_{c28} = 25 MPa , f_{t28} = 2,1 MPa

fe = 400 MPa , σ_b = 14,2 MPa , σ_s = 348MPa .

b = 100 cm , h = 10cm , d = 7,5cm et c = c' = 2,5 cm

Calcul de l'excentricité:

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,46} \Rightarrow e_0 = 36,60\text{cm}$$

Où l'enrobage est: c= c_1 = 2,5 cm

On a e_0=36.60 cm > $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$

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

- **Calcul du moment de flexion :**

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

e = e_0 + (h/2-c) ⇒ **e** = 0,391 m.

M_1 = N x **e** ⇒ M_1 = 0,962 kN.m

- **Calcul des armatures verticales:**

Le calcul se fait en flexion simple:

$$\mu = \frac{Mf}{b.d^2\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = 0,012 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A_1 = 0.$$

Donc : ß = 0,994

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_1 = 0,371\ \text{cm}^2$$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A = 0.30\ \text{cm}^2$

Et $A' = A_1 \Rightarrow A' = 0$.

Donc : $\begin{cases} A = 0.30\,\text{cm}^2 \\ A' = 0 \end{cases}$

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

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

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

On adoptera : $A_1 = 5$ HA 8 = 2.31 cm².

- **Armatures de répartition :**

On a : $\frac{A}{4} \le A_r \le \frac{A}{2} \Rightarrow 0.58 \le A_r \le 1.16$

Donc, on prendra : $A_r = 4$ HA 6 = 1.13 cm²

- **Espacement :** **[1]**

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

$$S_{tr} = 15\,cm \le S_{minr} = \min[4h = 48\,cm; 45\,cm] = 45\,cm.$$

III.1.5. Vérification à l'E.L.S :

Données : $N_{ser} = 1.82$ kN ; $M_{ser} = 0.6$ kN.m.

- **Calcul de l'excentricité :**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.82} = 32.97cm$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,cm < e_0 = 32.97\,cm$$

P ar ailleurs, on doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \ge \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

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

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + A_s d)\right] \Rightarrow$ **υ_1 = 5,084 cm.**

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow$ **υ_2 = 4,916 cm.**

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

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

e_0 = **32,89 cm.**$\geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ **=1,680 cm** $\Rightarrow$ On a une section partiellement comprimée.

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

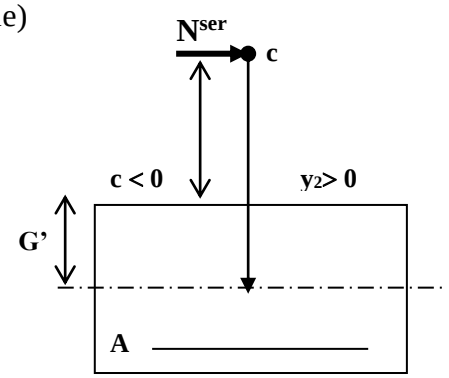


Figure III.3 : Section de B.A à l'ELS

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

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

On va calculer $\mathbf{y_2}$ à l'aide de l'équation suivante:

$\mathbf{y_2^3 + py_2 + q = 0}$**……."*"** **t**els que:

$p = -3\,c^2 + \frac{90A}{b}(d - c) \Rightarrow$ **p = -2259.98 cm²**

et $q = -2\,c^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 \Rightarrow$ **q = 40784.74 cm².**

Où, **c** : La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression donc " **c = h/2 – e = - 27.89 cm < 0**".

D'où l'équation "*" devient : $\mathbf{y_2^3 + (-2259.98)\,y_2 + 40784.74 = 0}$

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

$0 < y_1 = y_2 + c < h$

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

Finalement, on trouve :

$y_2' = 30.04$ cm

$y_2'' = 24.70$ cm rejetée comme valeur ($y_2 + c < 0$)

$y_2''' = -54.30$ cm rejetée comme valeur (< 0)

D'où : $\mathbf{0} < \mathbf{y_1} = 30.04 + (-27.89) =$ **2.15 cm** < **h** = 10 cm

Donc on prend : $\mathbf{y_2}$ **= 30,04 cm.**

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

Avec ; $S_{xx} = \frac{by_1^2}{2} + 15\,[A'_s(y_1 - c') - A_s(d - y_1)]$. $\Rightarrow$ **S_{xx}=45.75 cm³**

D'où : $k = 1820/45750 \Rightarrow$ **k=39.78 x 10^{-3} N/mm³**

Donc : $\sigma_b = ky_1 = (39.78 \times 10^{-3}) \times 21.5 \Rightarrow$ **σ_b = 0.85 MPa**

Et : $\sigma_s = 15\,k(d - y_1) = 15 \times 39.78 \times 10^{-3}(75 - 21.5) \Rightarrow$ **σ_s = 31.92 MPa**

Donc, on obtient :

$\sigma_b = 0.85$ MPa $\leq \overline{\sigma}_b = 0{,}6\ f_{c28} = 15$ MPa **(cv).**

$\sigma_s = 31.92\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 333.33\text{MPa}\,;\, 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\text{MPa}\right] = 201.633\,\text{MPa}$ **(C.V)**

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

III.1.6. Vérification de l'effort tranchant : [1]

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

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

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

- **Vérification de la contrainte de cisaillement du béton: [1]**

  On doit vérifier que: $\tau_u \leq \overline{\tau}$ telles que:.

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

Et : $\overline{\tau} = \min\left[0{,}15\ \frac{fc28}{\gamma b}\,;\ 4\text{ MPa}\right] = 2{,}5$ MPa (la fissuration est préjudiciable**)**

D'où alors : $\tau_u = 0.02\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5\,\text{MPa}$

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

III.1.7. Vérification de l'acrotère au séisme : [2]

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces, suivant la formule:

$$\mathbf{F_p = 4.A.C_p.W_p.}\quad \text{(Art.6.2.3)}$$

A: coefficient d'accélération;

A = 0.25 *[Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2 , zone III)]*

$\mathbf{C_p}$: facteur de force horizontal;

$\mathbf{C_p = 0.8}$ (*R.P.A 99 page 43 tab. 6.1*)

$\mathbf{W_p}$: poids propre de l'élément

$\mathbf{W_p = 1.824\ kN.}$

D'où : $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.824 \Rightarrow$ **F_p = 1.46 kN < Q = 1.5kN……(C.V)**

Donc l'acrotère résiste à la force sismique.

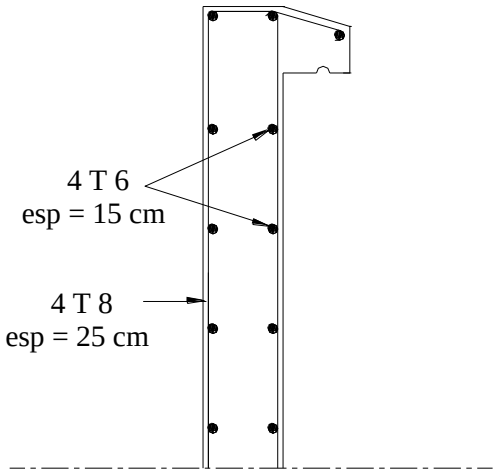


Figure III.4 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. ÉTUDE ET CALCUL DES PLANCHERS :

III.2.1. Plancher dalle pleine :

III.2.1.1. Définition :

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

Le calcul se fera pour le cas le plus défavorable. On distingue dans notre cas, un seul type de dalle pleine de forme triangulaire

III.2.1.2. Méthode de calcul :

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite, et est basée sur le mécanisme de rupture. Cette méthode est plus exacte et plus puissante 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 les poteaux 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.

III.2.1.3. Principe de calcul :

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

$$\sum T_{ext} = \sum T_{int}$$

A. Travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle et de la flèche maximale.

$$T_{ext} = \iint P \cdot y \cdot ds = P \cdot S \cdot f \qquad \text{(cas d'une charge répartie).}$$

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de S.

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.

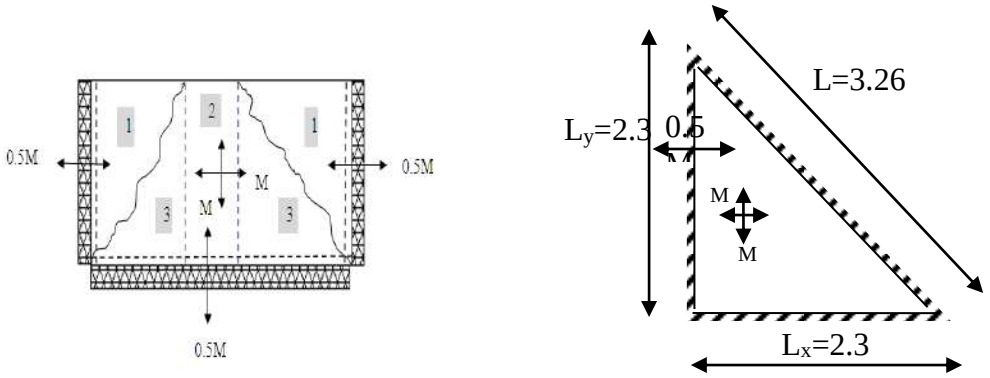


Figure III.5 : Efforts dans les dalles pleines

Application :

A. Type 01 :

Lx = 2.3m ; Ly = 2.3m ; L = 3.26m

Calcul de la charge totale :

Plancher courant :

G = 6.97 P_u = 12.66

Q = 1.5 P_s = 8.47

Plancher terrasse:

G = 6.80 P_u = 10.68

Q = 1 P_s = 7.8

On choisit la sollicitation la plus défavorable :

P_u = 12.66

P_s = 8.47

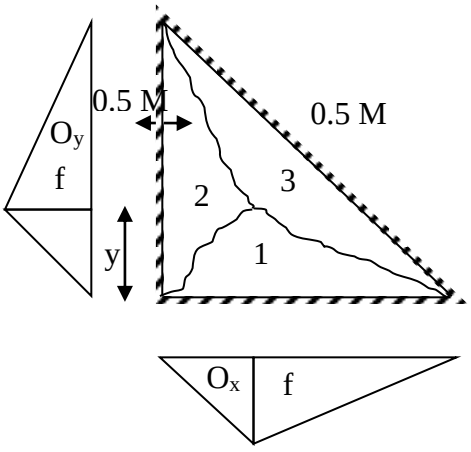


Figure III.6 : Efforts et déplacements des zones rigides.

- **<u>Position des lignes de rupture</u> :**

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

$$T_{ext}(3) = P_u \left[\frac{L_x L_y}{2} - \left(\frac{L_y x}{2} + \frac{L_x y}{2} \right) \right] \cdot \frac{f}{3}$$

$$\sum T_{ext} = \frac{P_u \cdot f}{3} \left[\frac{L_x L_y}{2} \right]$$

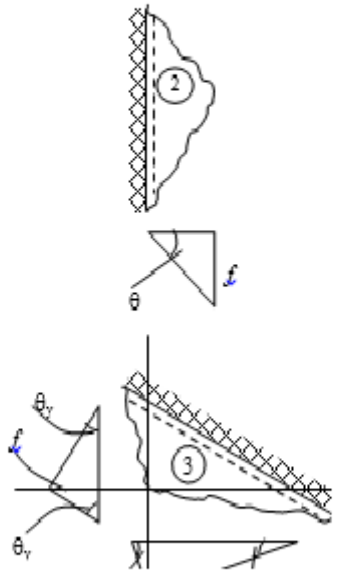


$$T_{int}(1) = \frac{M \cdot f}{y} \cdot L_x + 0.5M \cdot \frac{f}{y} \cdot L_x$$

$$T_{int}(2) = \frac{M \cdot f}{x} \cdot L_y + 0.5M \cdot \frac{f}{x} \cdot L_y$$

$$T_{int}(3) = \frac{1.5M \cdot f \sqrt{L_x^2 + L_y^2}}{2} \left[\frac{1}{L_x - 2x} + \frac{1}{L_y - 2y} \right]$$

$$\sum T_{int} = 1.5M \cdot f \left[\frac{L_x}{y} + \frac{L_y}{x} \right] + 1.5M \cdot f \cdot \left(\frac{1}{L_x - 2x} + \frac{1}{L_y - 2y} \right)$$



Avec un travail virtuel :

On obtient:

$$P_u = \left[\frac{6.08}{x} + \frac{1.32}{1.15 - x} \right] M$$

Fig. III.7 : Position des lignes de repture.

$$\frac{d}{dx} p(x) = 0 \Rightarrow x = 0.85 \Rightarrow M = 0.0887\ P_u$$

B. <u>Type 02</u> :

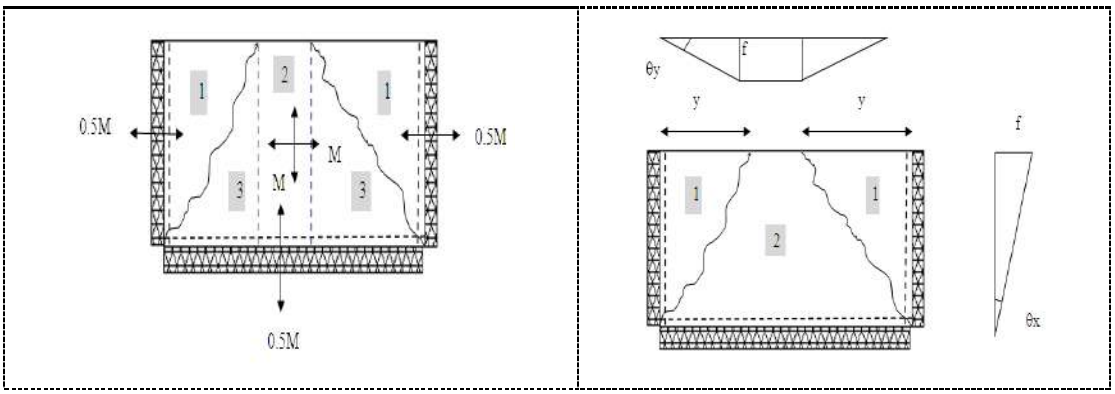


Figure III.8 : Les différentes étapes de calcul sur la dalle de type 2-1

Lx = 1.36m ; Ly = 2.95m

Calcul de la charge totale :

Balcon :

G = 4.2KN/m^2

Q = 3.5 KN/m^2

- **Position des lignes de rupture :**

$T_{ext}(1) = P_u \cdot \frac{L_x}{2} \cdot y \cdot \frac{f}{3}$; $T_{ext}(3) = P_u \cdot \frac{L_x}{2} \cdot y \cdot \frac{f}{3}$; $T_{ext}(2) = P_u\left[L_x.L_y - 2L_x.y\right] \cdot \frac{f}{2}$

$$\sum T_{ext} = P_u f\left[\frac{L_x L_y}{2} + \frac{2L_x y}{3} - L_x y\right]$$

$T_{int}(1) = \frac{M \cdot f}{y} \cdot L_x + 0.5M \cdot \frac{f}{y} \cdot L_x$; $T_{int}(2) = \frac{M \cdot f}{L_x} \cdot 2y + 0.5M \cdot \frac{f}{y} \cdot L_y$

$$\sum T_{int} = M \cdot f\left[\frac{3L_x + 0.5L_y}{y} + \frac{2y}{L_x}\right]$$

$\sum$Travaux externes = $\sum$Travaux internes

$(2.01-0.23y)P_u.f = (\frac{4.08}{y} \cdot +1.47y+1.08).M.f \Rightarrow \frac{dM}{dy} = -2.7y^2+1.88y+8.2=0$

$\Rightarrow$ y=2.15 m $\Rightarrow$ M=4.46 (KN.m)

Type 02-2 :

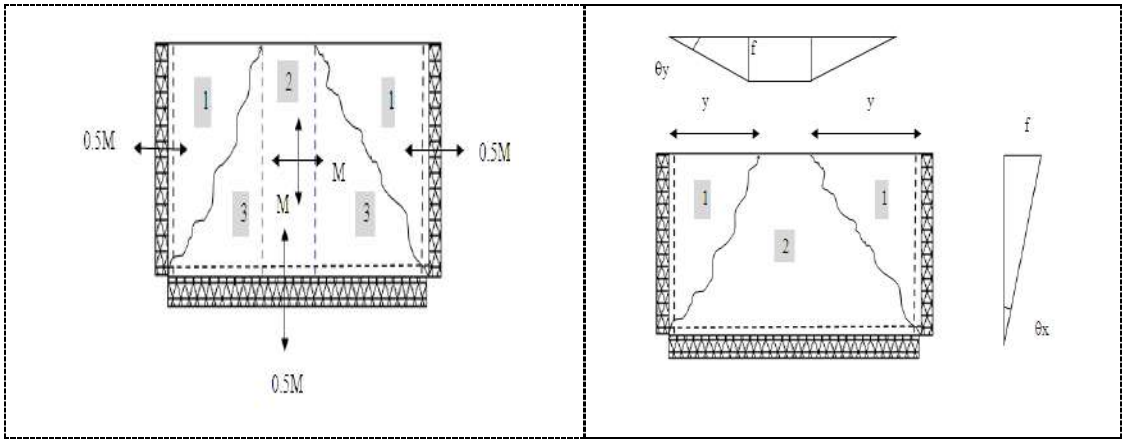


Figure III.9 : Les différentes étapes de calcul sur la dalle de type 2-2

Lx = 3.64m ; Ly = 0.94m

Calcul de la charge totale :

Balcon :

G = 4.2KN/m^2

Q = 3.5 KN/m^2

- **Position des lignes de rupture:**

$$T_{ext}(1) = P_u \cdot \frac{L_x}{2} \cdot y \cdot \frac{f}{3} \; ; \quad T_{ext}(3) = P_u \cdot \frac{L_x}{2} \cdot y \cdot \frac{f}{3} \; ; \quad T_{ext}(2) = P_u \left[L_x . L_y - 2L_x . y \right] \cdot \frac{f}{2}$$

$$\sum T_{ext} = P_u f \left[\frac{L_x L_y}{2} + \frac{2L_x y}{3} - L_x y \right]$$

$$T_{int}(1) = \frac{M \cdot f}{y} \cdot L_x + 0.5M \cdot \frac{f}{y} \cdot L_x \quad ; \quad T_{int}(2) = \frac{M \cdot f}{L_x} \cdot 2y + 0.5M \cdot \frac{f}{y} \cdot L_y$$

$$\sum T_{int} = M \cdot f \left[\frac{3L_x + 0.5L_y}{y} + \frac{2y}{L_x} \right]$$

$$\sum \text{Travaux externes} = \sum \text{Travaux internes}$$

$$(1.71+0.16y)P_u.f = \left(\frac{2.82}{y} \cdot +2.13y+1.94\right).M.f \Rightarrow \frac{dM}{dy} = -3.33y^2+0.9y+4.82=0$$

$$\Rightarrow y=1.35 \text{ m} \quad \Rightarrow M=3.05 \text{ (KN.m)}$$

On remarque que le 1ère cas est le plus défavorable donc on adopte :

$$Mu = 4.460 \text{ (KN.m)} \Rightarrow \begin{cases} Mt = 4.46 \text{ (KN.m)} \\ Ma = 2.23 \text{(KN.m)} \end{cases}$$

III.2.1.4. Calcul du Ferraillage :

A. Type 01 :

P_u=Q1.50+G1.35 (étage courant)

Pu = 11.66 KN/ml

Mu = 1.014 KN.m

- **Moment en travée suivant les deux axes :**

$M_{tx} = M_{ty} = M = 1.014$ KN.m **[4]**

- **Moment aux appuis:**

$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M = 0.507$KN.m **[4]**

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

b=100cm, h=15 cm ; c=2cm, σ_b=14.20MPa;

$$\overline{\sigma_b} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.16 MPa$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 MPa$$

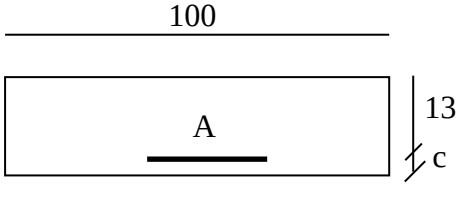


Figure III.10 : Section de la dalle pleine

Tableau III.1 : Ferraillage de la dalle pleine type 1

Position	sens	M_u (KN.m)	μ	β	A_{min} (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Espac (cm)
Travée	x	1.014	0.0032	0.952	1.50	0.22	4HA10=3.14	25
	y	1.014	0.0032	0.952	1.50	0.22	4HA10=3.14	25
Appuis	x	0.507	0.0016	0.976	1.50	0.11	4HA10=3.14	25
	y	0.507	0.0016	0.976	1.50	0.11	4HA10=3.14	25

B. Type 02 :

Pu = 10.92 KN/ml

Mu = 4.42 KN.m

Mu=4.460 (KN.m) $\Rightarrow$ $\begin{cases} Mt=4.46\ (KN.m) \\ Ma=2.23(KN.m) \end{cases}$

Tableau III.2 : Ferraillage de la dalle pleine type 2

Position	M_u (KN.m)	μ	β	A_{min} (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Espac. (cm)
Travée	4.46	0.019	0.991	1.50	0.99	4HA10	25
Appuis	2.23	0.009	0.995	1.50	0.50	4HA10	25

- **Vérification à l'ELS :**

Type 01 :

En travée : $M_{tx}=M_{ty}=4.48$ KN.m

Aux appuis : $M_{ax}=M_{ay}=2.80$ KN.m

on doit vérifier la relation suivante

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_a$$

$$\frac{2.80+2.80}{2} + 4.48 = 7.28 \geq 5.60 \quad \text{(CV)}$$

- **Vérivérification de l'effort tranchant :**

$$V_y = \frac{PL_x \cdot L_y}{3Ly} \quad ; \quad V_x = \frac{PL_x \cdot L_y}{2L_y + L_x}$$

$$\Rightarrow \frac{V_y}{b_0 \cdot d} = 0.069MPa \quad ; \quad \frac{V_x}{b_0 \cdot d} = 0.068MPa$$

$\tau_u \prec \overline{\tau_u}$ avec : $\overline{\tau_u}$ = 0.07x25/1.5 = 1.166MPa **(C.V)**

- **Vérivérification de la flèche :**

Si les deux conditions sont vérifiées il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche :

$h/L = 4.60 \times 10^{-2} < M_t / 20xM_0 = 8x10^{-2}$ **(C.V)**

$A_t/b.d = 2.20x10^{-3} < 2/f_e = 0.005$ **(C.V)**

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Type 02 :

En travée : $M_{tx}=M_{ty}=3.157$ KN.m

Aux appuis : $M_{ax}=M_{ay}=1.59$ KN.m

On doit vérifier la relation suivante

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25M_a$$

$$\frac{1.59+1.59}{2} + 3.157 = 4.747 \geq 3.946$$

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

$$T = \frac{P.L_x}{2} \Rightarrow \frac{V_y}{b_0 \cdot d} = 0.069MPa \quad ; \quad \frac{V_x}{b_0 \cdot d} = 0.068MPa$$

$\tau_u \prec \overline{\tau_u}$ avec : $\overline{\tau_u}$ = 0.07x25/1.5 = 1.166MPa **(C.V)**

III.2.2. Plancher a corps creux :

Le plancher à corps creux est de hauteur: $h_t = 16 + 4 = 20$ cm, il est constitué de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux de dimensions $(56 \times 16 \times 20)$ cm^3 avec une table de compression d'épaisseur 4 cm.

III.2.2.1. Calcul des poutrelles :

On a trois types de poutrelles, le premier type a une seul travée et le deuxième à deux travées et la dernière à trois travées, le calcul des poutrelles s'effectue selon deux étapes:

- ✓ Etape 1: avant coulage.
- ✓ Etape 2: après coulage.

III.2.2.1.1. Calcul avant coulage :

Cette étape consiste à enrober les armatures inférieures par coulage du béton dans la partie inférieure, on aura comme résultat une section rectangulaire de (b x h) = (12 x 4) cm^2, généralement avec les armatures supérieure de montage.

La poutrelle dans cette étape est considérée comme une poutre simplement appuyée, supportant son poids propre, le poids des corps creux et la charge due au poids de l'ouvrier.

A. Evaluation des charges et surcharges :

A.1. Charges permanentes :

- ➢ Poids du corps creux: $G_1 = 0.65 \times 1 = 0.65$ KN/ml.
- ➢ Poids de la poutrelle: $G_2 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$ KN/ml.

Donc: $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.65 = 0.77$ KN/ml.

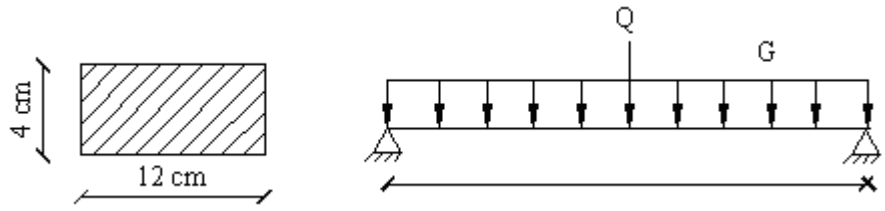


Figure III.11: Schéma statique de la poutrelle

A.2. Charge d'exploitation :

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

Q = Max [1 KN (au milieu de la poutrelle) ; 0.5 KN/ml de portée] [1]

Q = Max [1 KN ; 0,5 x 3.77] → Q = 1.89 KN.

B. <u>Combinaison des sollicitations</u> :

$$M_G = \frac{G.L^2}{8} = \frac{0.77(3.77)^2}{8} = 1.368\,KNm$$

$$M_Q = \frac{Q.L}{4} = 1.78\,KNm$$

C. <u>Ferraillage à l'ELU</u> :

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple avec :

$$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 4.517\,KNm$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{4.517\times10^3}{0.12\times14.2\times(30)^2} = 2.945 > \mu_l = 0.372$$

$\Rightarrow$ A' $\neq$ 0 (A' : armature comprimée)

Les armatures de compression A' (supérieures) sont nécessaires, cependant la section du béton est faible pour placer ces armatures, pour cela on prévoira des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant coulage de la table de compression

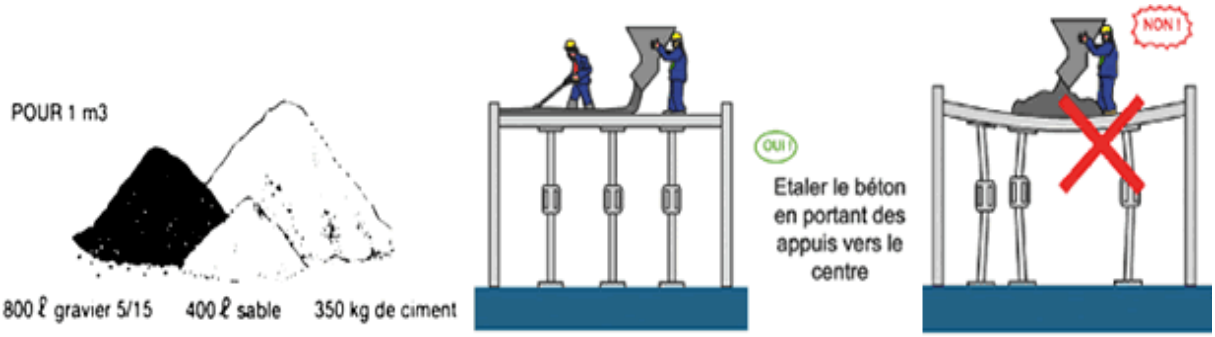


Figure III.12: Choix de disposition des étaiements

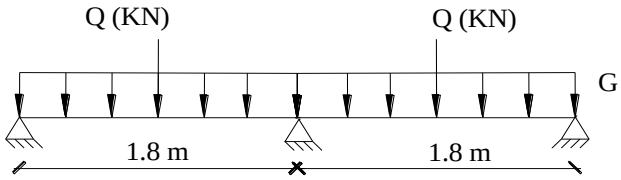
D. <u>Calcul des étaiements</u> :

C'est à partir du calcul du moment qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "μ" pour la comparer avec "μ_l", si ce coefficient est supérieur au premier donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'un coefficient de frottement inférieur au coefficient de frottement limite

D.1. <u>Pour un seul étai au milieu</u> :

G = 0.77 KN/ ml

Q = Max [1 KN ; 0.94 KN] = 1KN



$M_G = 0.342\,KNm$;

$M_Q = 0.47\,KNm$

$M_u = 1.168\,KNm$

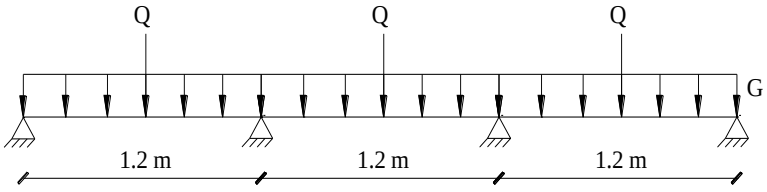
$$\mu = \frac{1.168\times10^3}{0.12\times14.2\times(30)^2} = 0.762 > \mu_1 = 0.372 \quad \text{(C.N.V)}$$

On ajoute donc un autre étaiement.

D.2. <u>Pour deux étais</u> :

G = 0.77 KN/ ml

Q = 1 KN/ml.



$M_G = 0.152\,KNm$;

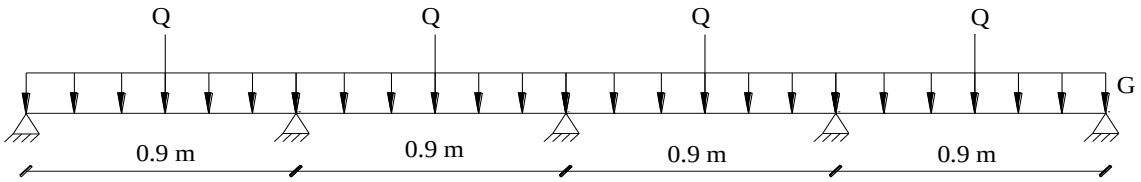
$M_Q = 0.314KNm$

$M_u = 0.6762\,KN.m$

$\mu = 0.441 > \mu_1 = 0.372$ (C.N.V)

On ajoute un autre étaiement.

d.3/ Pour trois étais:



$M_G = 0.085\,KNm$; $M_Q = 0.235\,KNm$

$M_u = 0.467KNm$; $\mu = 0.304 < \mu_1 = 0.372$ (C.V)

Alors il faut prévoir trois étaiements le long de la travée espacés de 94 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

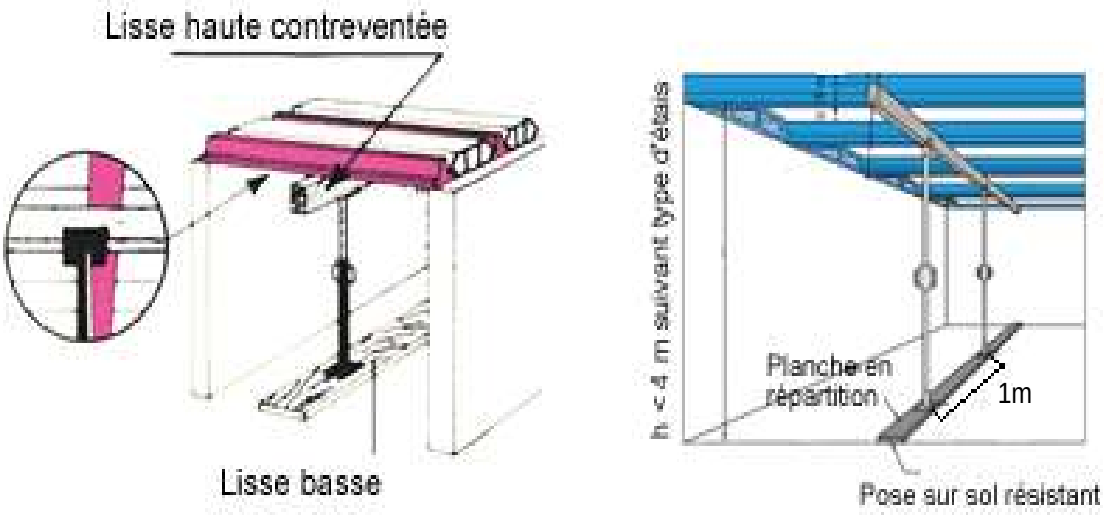


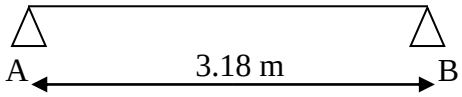
Figure III.13 : Schéma statique de la poutrelle

III.2.2.1.2. <u>Calcul après le coulage de la table de compression</u> :

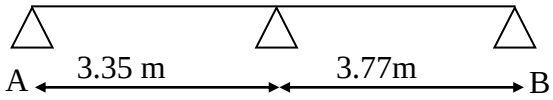
La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

On a trois types de poutrelles à calculer :

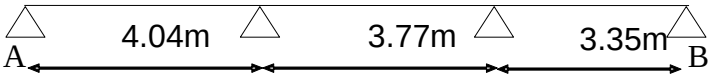
- **Poutrelles à une seule travée :**



- **Poutrelles à deux travées :**



- **Poutrelles à trois travées :**



A. <u>Méthode de calcul</u> :

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

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double de la charge permanente ou bien 5000 N/mm².

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

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

Si les conditions ne sont pas satisfaites; on utilisera la méthode des trois moments.

B. <u>Exposé de la méthode forfaitaire</u> :

On désigne chaque travée par :

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

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

$$\begin{cases} M_a \geq 0.6M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots Poutre\ à\ deux\ travée \\ M_a \geq 0.5M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots Appuis\ voisin\ \ desappuis\ de\ rive. \\ M_a \geq 0.4M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots Appuis\ \text{int}ermédiaires. \\ M_a \geq 0.2M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots Appuid\ de\ rive \end{cases}$$

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droit de la travée.

M_a : Moment à l'appui.

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

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

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

Avec :

T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

<u>Remarque</u> :

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable on fait appel à la méthode de Caquot

- **<u>Poutrelles à une seule travée</u> :**

La charge revenant à la poutrelle : (étage courant)

P_u=1.35G+1.5Q=1.35×(6.00*0.65)+1.5×(1.5*0.65) = 10.35 KN/ml.

P_{ser} = G+Q = 6.00+1.5 = 7.5 KN/ml.

- **Calcul des sollicitations :**

Moment isostatique : $M_0 = \frac{P_c L^2}{8} = 13.083$ KN.m

$M_A = M_B = 0.2M_0 = 2.62$ KN.m

III.2.2.1.3. Détermination des sollicitations :

- **Poutrelles à une seule travée:**

- **L'E.L.U :**

Tableau III.3: Vérification des moments et efforts tranchants à l'E.L.U des poutrelles (type 1)

Travée	M_t (KN.m)	M_e (KN.m)	M_w (KN.m)	T_e (KN)	T_w (KN)
A-B	**11.121**	**6.54**	**6.54**	**16.457**	**16.457**

- **L'E.L.S :**

Tableau III.4: Vérification des moments et efforts tranchants à l'E.L.S des poutrelles (type 1)

Travée	M_t (KNm)	M_e (KN.m)	M_w (KN.m)	T_e (KN)	T_w (KN)
A-B	**8.06**	**4.74**	**4.74**	**11.925**	**11.925**

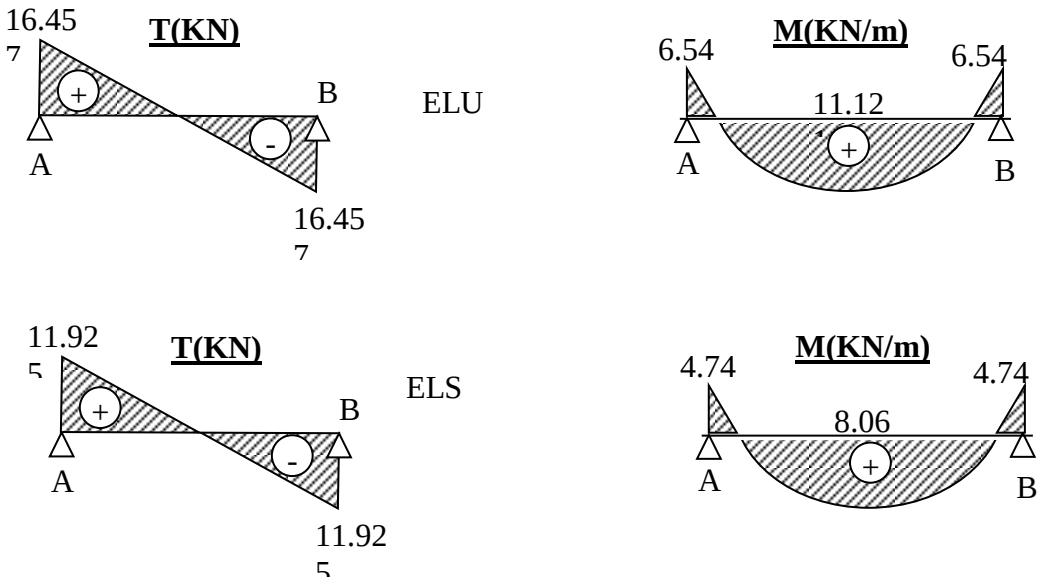


Figure III.14 : Différents efforts dans la poutrelle à une seule travée

- **Poutrelle à deux travées :**

Les résultats sont résumés ci-après

La charge revenant à la poutrelle : (étage courant)

P_u=1.35G+1.5Q=1.35×(6.00*0.65)+1.5×(1.5*0.65)=6.728 KN/ml.

P_{ser} = G+Q =(6.00*0.65)+(0.65*1.5) = 4.875KN/ml.

Tableau III.5. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU)

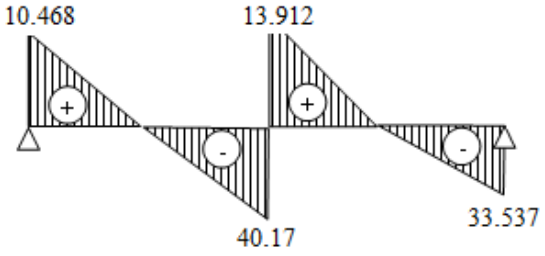
Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	11,953	5,388	2,391	10,740	10,468	-40,170
B-C	9,438	3,124	10,740	1,888	13,912	-33,537

Tableau III.6 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	8,400	3,669	1,680	7,782	7,294	**-19,754**
B-C	**6,632**	**2,078**	**7,782**	**1,326**	**9,846**	**-17,481**

- **Représentation des sollicitations :**

T(kN)



M(kN.m)

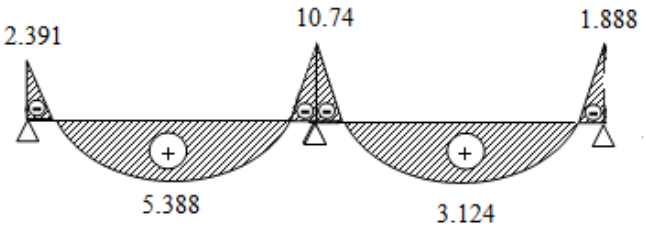


Figure III.15 : Différents efforts dans la poutrelle à deux travées (ELU)

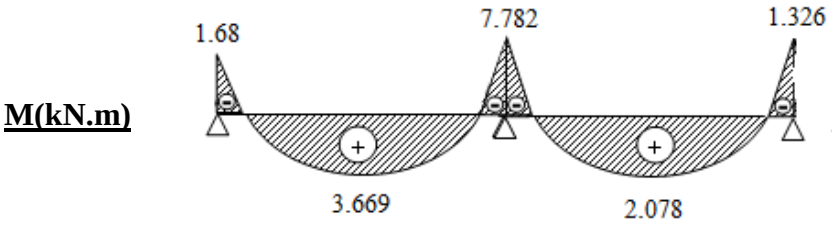


Figure III.16 : Diagramme du moment (ELS) des poutrelles à deux travées

- **Poutrelle à trois travées :**

Les résultats sont résumés ci-après

La charge revenant à la poutrelle : (étage courant)

P_u=1.35G+1.5Q=1.35×(6.00*0.65)+1.5×(1.5*0.65)=6.728 KN/ml.

= 4.875KN/ml.

P_{ser} = G+Q =(6.00*0.65)+(0.65*1.5)

Tableau III.7 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	$M_ω$ (kN.m)	M_e (kN.m)	$T_ω$ (kN)	T_e (kN)
A-B	13,726	8,922	2,745	6,863	12,571	-47,024
B-C	11,953	5,977	5,977	5,977	12,682	-41,207
C-D	9,438	6,135	4,719	1,887	12,115	-33,270

Tableau III.8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	$M_ω$ (kN.m)	M_e(kN.m)	$T_ω$ (kN)	T_e(kN)
A-B	9,946	6,465	1,989	4,973	9,109	-25,092
B-C	8,661	4,330	4,330	4,330	9,189	-22,108
C-D	6,839	4,445	3,419	1,367	8,778	-18,189

➢ **Calcul du ferraillage:**

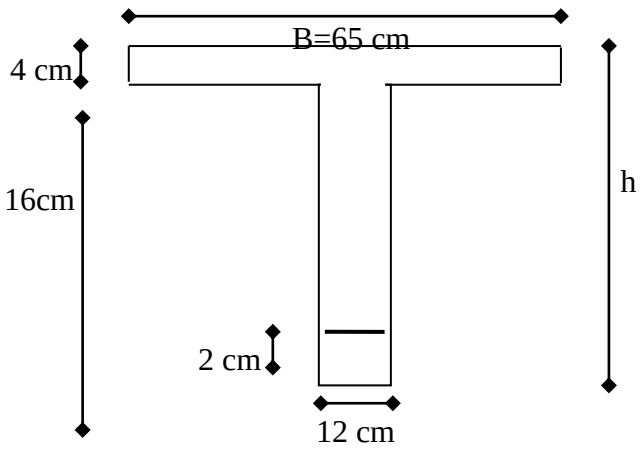
- **Armatures longitudinales:**

Le ferraillage se fait pour le **3eme** type des poutrelles, c'est le cas le plus défavorable.

M_t^{max}= 8.922kN.m

M_a^{max}= 13.726 kN.m

T^{max}= 47.024kN



Béton : f_{c28} = 25 MPa ; γ_b = 1.5 ; σ_{bc} = 14.2 MPa ; f_{t28} = 2.1 MPa

b = 65 cm ; h = 20 cm ; d = 18 cm ; h_0 =4 cm ; b_0 = 12 cm.

Acier : FeE500 ; Fe= 500 MPa ; γ_s = 1.15 ; σ_s = 348 MPa.

Position de l'axe neutre : **[1]**

$$M_{tu} = 11.121 \text{KNm}$$

$$M_0 = b.h_0 \cdot \sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_0 = 650 \times 40 \times 14.2 \times (180 - 20) = 59.072 \text{KNm}$$

$$M_0 = 59.072 \text{KNm} > M_{tu} = 8.922 \text{KNm}$$

$M_0 > M_{tu} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression d'où le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h) = (65×20) cm^2.

Tableau III.9 : Détermination des sections d'acier des poutrelles

	M_u KNm	μ	α	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)
En travée	8.922	0.030	0.0481	0.985	1.45	**0**	1.30
En appuis	6.863	0.023	0.0279	0.989	1.11	0	1.30

a. Condition de non fragilité : [1]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = 1.30 \text{ cm}^2$$

En travée: on adopte: A = 3 HA 8= 1.5 cm²

Aux appuis: on adopte: A = 1 HA 8 + 1 HA 10 = 1.28 cm²

b. <u>Vérification de l'effort tranchant</u> :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{47.024\times10^3}{120\times180} = 2.17\,\text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible.

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

$$\tau_u = 1.46\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa}\ \textbf{(CV)}$$

c. <u>Vérification au voisinage de l'appui</u> : [1]

Appui de rive : $M_a = 6.863\,\text{KNm} > 0.9\,V_u.d$

$$M_a = 6.863\,\text{KNm} > 0.9\times13.726\times0.18 = 2.22\,\text{KNm}$$

Aucun prolongement à faire.

d. <u>Vérification de compression dans la bielle de béton</u> : [2]

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

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2\,;\,0.9d\right] = \text{Min}\left[65 - 2 - 2\,;\,0.9\times18\right] = 16.2\,\text{cm}$$

$$\Rightarrow V_u = 47.024\text{KN} \le 0.4\times\left(\frac{25}{1.5}\right)\times120\times162 = 129.6\,\text{KN} \quad \text{(c.v)}$$

e. <u>Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis</u> : [2]

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0.a} < 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = \frac{2\times47.024\times10^3}{300\times162} = 1.94\,\text{MPa} < 1.3\times\frac{25}{1.5} = 21.667\,\text{MPa} \quad \text{(c.v)}$$

f. <u>Armatures transversales</u> :

$$\phi_t \le \min\left[\frac{h}{35} = 0.57\,\text{cm}\,;1\,\text{cm}\,;\frac{b_0}{10} = 1\,\text{cm}\right] = 0.57\,\text{cm}$$

On prend $\phi_t = 6\,\text{mm}$ **;** on choisit $A_t = 2\,\varphi\,6$ = 0.56 cm²

$S_t \le min[0.9\,d\,,40\,cm] = 16.2\,cm$ **[1]**

$A_{t\,min} \le 0.003 S_t.b$ **[R.P.A.99]**

$\Rightarrow S_t \ge \dfrac{A_t}{0.003.b} = 2.87cm$ donc on adopte: S_t = 15 cm.

On doit vérifier les deux relations suivantes**:**

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

avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$$\frac{0.56\times10^2}{120\times100} = 0.0047 \ge \frac{1.15(0.52 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = -3.5.10^{-4}\,(c.v)$$

2- $A_t \ge A_{t\,min} = \dfrac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e}$ **[1]**

$$A_t = 0.56\,cm^2 \ge A_{t\,min} = \frac{0.4\times120\times100}{400} = 0.12\,cm^2 \quad (c.v)$$

- **<u>Vérification à l'E.L.S:</u>**

La fissuration est peu nuisible, donc il faut vérifier la relation suivante:

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b$$

- **<u>En travée</u> :**

M_t^{ser} = 16.84KN.m

M_a^{ser} = 4.2375KN.m

On doit vérifier **:** $\sigma_b < \overline{\sigma}_b$

$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 0.6 \times F_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma}_b = 15MPa$

$\sigma_b = K.y \qquad K = \dfrac{M_{ser}}{I_G} \qquad I_{xx} = \dfrac{b.h^3}{3} + 15A\left(d - y\right)^2$

Pour trouver « y » (la position de l'axe neutre) il faut résoudre l'équation de 2eme degré suivante :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + 15 \cdot A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \quad \Rightarrow y = 4.58cm$$

I_{xx} = 1.825 x 10^5 cm^4

$$K = \frac{M_{ser}}{I_G} = 0.923 N/mm^3$$

$$\sigma_b = K.y = 0.00922 \times 45.8 = 0.422 MPa \prec \overline{\sigma}_b \quad \text{(CV)}$$

- **<u>Aux appuis</u> :**

On doit vérifier que $\sigma_b < \overline{\sigma}_b$

$$\sigma_b = K.y \qquad K = \frac{M_{ser}}{I_G} \qquad I_{xx} = \frac{b.h^3}{3} + 15A\left(d - y\right)^2$$

Pour trouver « y » (la position de l'axe neutre) il faut résoudre l'équation de 2eme degré suivante :

$$\frac{b.y^2}{2} + 15.A.y - 15A.d = 0 \qquad \Rightarrow \qquad y = 3.84cm$$

I_{xx} = 1.801 x 10^5 cm^4

$$K = \frac{M_{ser}}{I_G} = 0.003 N/mm^3$$

$$\sigma_b = K.y = 0.003 \times 38.4 = 0.1152 MPa \prec \overline{\sigma}_b$$

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

- **<u>Vérifications préliminaires de la flèche</u> :**

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

1- $\frac{h}{L} = \frac{0.2}{4.04} = 0.05 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ **(C.N.V)**

2- $\frac{h}{L} = 0.05 \geq \frac{1}{15}\frac{M_t}{M_0} = 0.0433$ **(C.N.V)**

3- $\frac{A}{b_0.d} = 0.01 \leq \frac{3.6}{f_e} = 0.00678$ **(C.N.V)**

- **<u>Évaluation détaillée de la flèche</u> :**

M_{ser} = 9.946kN.m , $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12.18} = 0.0108$

$\rho = 1.08\ \% \Rightarrow \beta_1 = 0.857$ (Tableau).

$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^3}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 247.364 MPa$

$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.0108} = 3.806$

$\lambda_v = 2/5\ \lambda_i = 1.522$

$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0108 \cdot 228.599 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.686$

- <u>Détermination de l'axe neutre</u> :

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0) . h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0) . h_0 + 15A} = 6.445 cm$$

- <u>Moment d'inertie de la section totale</u> :

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + \frac{(b - b_o) h_0^3}{12} + h_0 (b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2 = 16339.137 cm^4$$

$$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 4976.476 cm^4$$

$$I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 8792.861\ cm^4$$

$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195$ MPa ; $E_v = 1/3\ E_i = 10721.398 MPa$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{8.287 * 4.00^2 * 10^8}{10.(32164.195 * 10147)} \Rightarrow f_i = 5.092\ mm$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{8.287 * 4.00^2 * 10^8}{10.(10721.398 * 14996)} \Rightarrow f_v = 8.646\ mm.$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 8.246 - 4.062 = 3.554 mm$

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

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

Donc: $\Delta f_t = 3.554 mm < f_{Limite} = 8.08$ mm

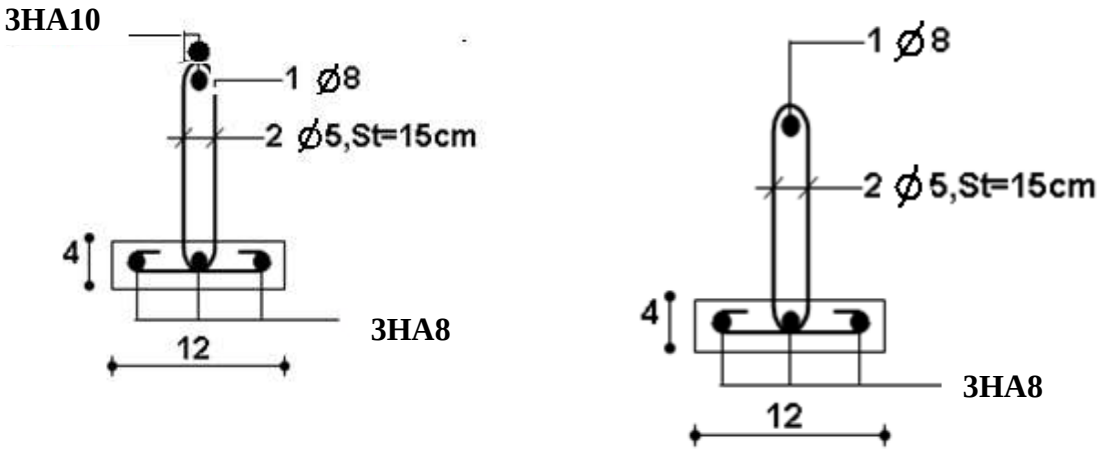


Figure III.17 : Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

III.2.2.2. <u>Ferraillage de la dalle de compression</u> : [1]

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser:

- 20 cm [5 p.m (barres par mètre)] pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

A⊥: armatures (⊥) aux poutrelles.

A//: armatures (//) aux poutrelles.

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e[Mpa]} \qquad \text{si : } L \leq 50 \text{ cm.}$$

$$A_{\perp} \geq 0.02.L.\frac{200}{f_e} = \frac{4.L}{f_e} \qquad \text{si : } 50\,cm < L = 65\,cm < 80\,cm$$

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

Généralement les tables de compression sont ferraillées en treillis soudées soit le TLE 500 ou TLE 520, dans notre cas on considère le TLE 520.

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5\,cm^2/ml$$

On choisira: $A_{\perp} = 5\varphi 5 = 0.98\,cm^2$; esp = 20 cm.

$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.25\,cm^2$. On choisira: $A_{//} = 4\varphi 5 = 0.78\,cm^2$ esp = 25 cm.

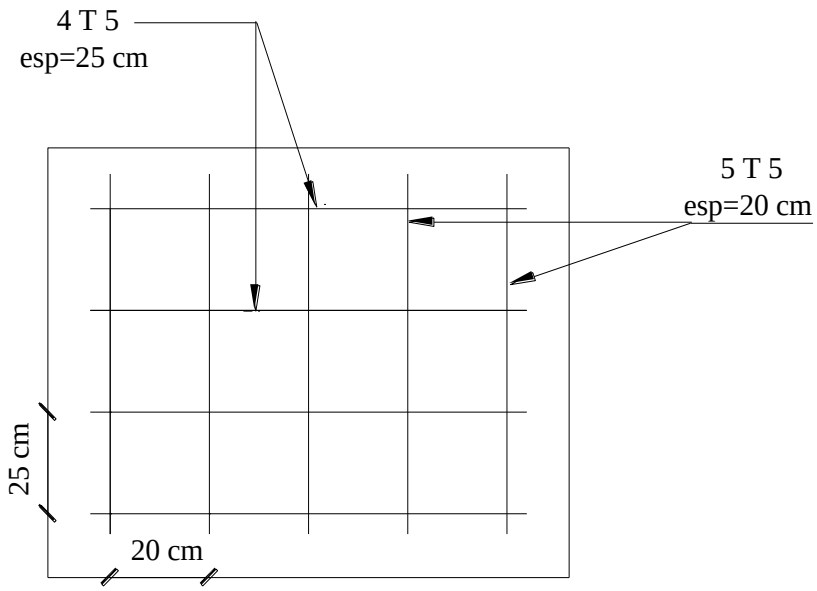


Figure III.18 : Ferraillage de la table de compression

III.3. CALCUL DES ESCALIERS :

III.3.1. Définition :

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

- **Composition d'un escalier :**

Il est caractérisés par :

- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de marche (g).
- L'emmarchement : la largeur de la volée (b).
- La contre marche : la partie verticale d'une marche.
- La paillasse : plafond qui monte sous marches.
- Le palier : la partie horizontale.
- La volée : suite ininterrompues des marches.

III.3.2. Dimensionnement de l'escalier :

Le choix de dimension en fonction des conditions d'utilisateur et de destination de l'ouvrage ; pratiquement on doit remplir les conditions suivantes :

- L'accès facile d'un étage à un autre,
- Le dégagement rapide des escaliers,
- La sécurité,
- L'éclairage.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier, c'est un escalier droit à deux volées et un palier intermédiaire.

Pour passer d'un étage à l'autre facilement, on prend « h » entre 14 et 20cm :

$$14cm \leq h \leq 20cm$$

Et « g » entre 22 et 33cm :

$$22cm \leq g \leq 33cm$$

Pour vérifie que la condition convient, on utilise la formule empirique de « *BLONDEL* »

$$g + 2h = m$$

Avec : $59cm \leq m \leq 66cm$

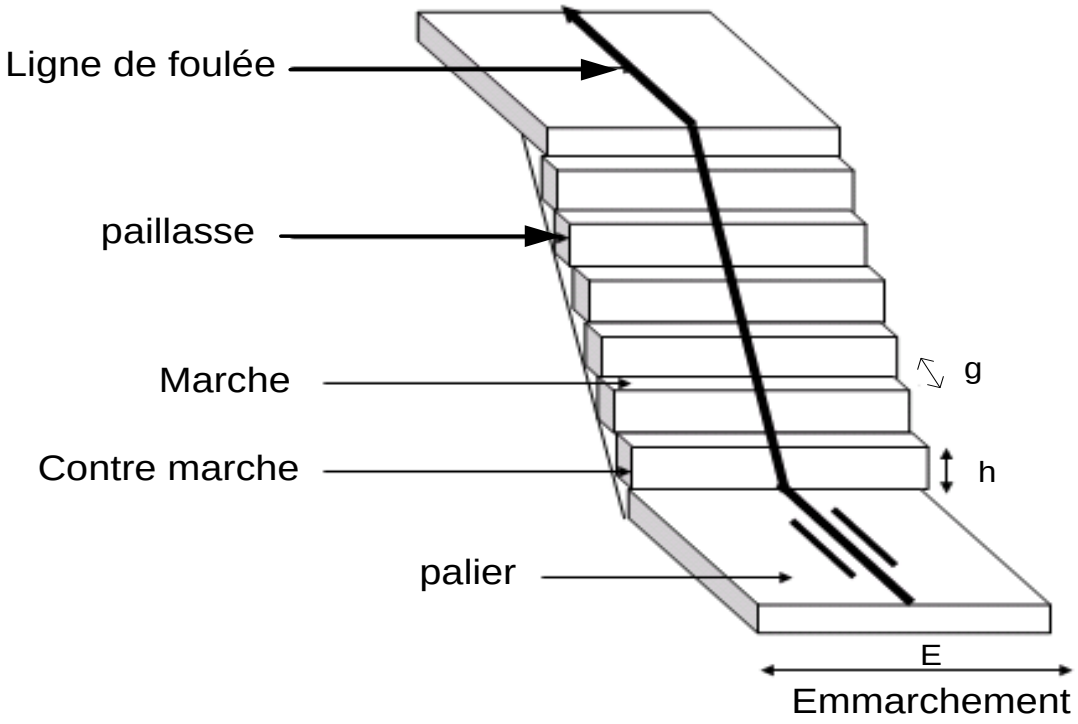


Figure III.19 : Représentation d'un escalier

Dans notre cas nous avons :

$$14\ cm \leq h = 17\ cm \leq 20cm$$

$$22\ cm \leq g = 30\ cm \leq 33cm$$

$$59\ cm \leq g+2h = 64cm \leq 66cm$$

Donc on adopte : $h = 17\ cm$

$g = 30\ cm$

- **Nombre de contre marche et de marche :**

$N_{cm} = H/2h$ avec H : hauteur libre d'étage

- **Nombre de contre marche et de marche :**

$N_{cm} = H/2h$ avec H : hauteur libre d'étage

III.3.2.1. Escaliers du RDC :

N_{cm} = 4 .08/2×17 = 12 contre marches

$N_m = N_{cm}$ -1 = 11 marches.

- La longueur de la volée :

$L_v = N_m \times g = 11 \times 30 = 330$ cm

L'angle d'inclinaison :

$tg\alpha = H/L = 204/330 = 0.618 \quad \Rightarrow \quad \alpha = cotg\,(0{,}618) = 31{,}91^0$

- L'épaisseur de la paillasse :

Elle est calculée suivant la condition :

$$L/35 \leq e \leq L/30$$

$L = (l^2 + H^2)^{1/2} = (330^2+204^2)^{1/2} = 387.96$cm

$$387.96/35 \leq e \leq 387.96/30$$

On adopte: e = 17cm (Pour les raisons de la vérification de la flèche).

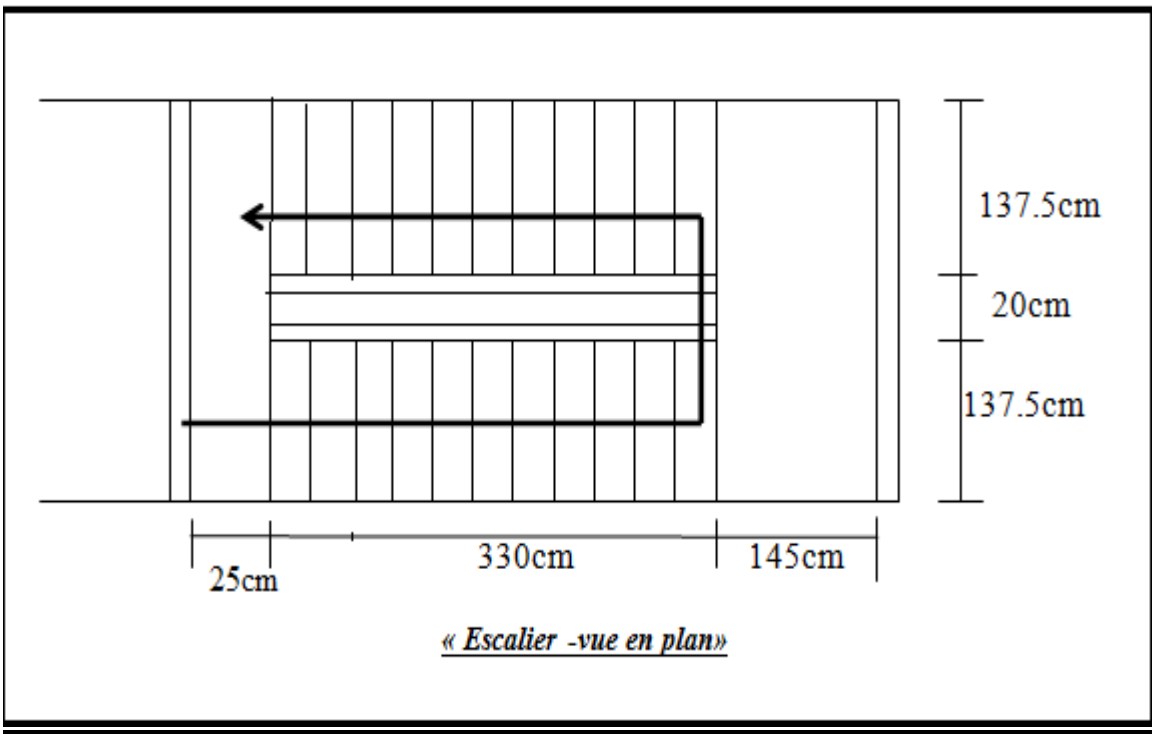


Figure III.20 : Représentation de l'escalier du RDC.

III.3.2.2. Escaliers des autres étages :

N_{cm} = 3.06/2×17 = 9 contre marches

$N_m = N_{cm}$ -1 = 8 marches.

- La longueur de la volée :

$L_v = N_m \times g = 8 \times 30 = 240$ cm

- L'angle d'inclinaison :

$tg\alpha = H/L = 153/240 = 0.637$

$\alpha = cotg\ (0{,}637) = 32{,}31^0$

- L'épaisseur de la paillasse :

Il est calculé suivant la condition :

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$L = (l^2 + H^2)^{1/2} = (240^2+153^2)^{1/2} = 284{,}62$cm

$284{,}62/30 \leq e \leq 284{,}62/20$

$9{,}487$ cm $\leq e \leq 14{,}231$ cm

On adopte: e = 17cm ; (Pour des raisons de la vérification de la flèche).

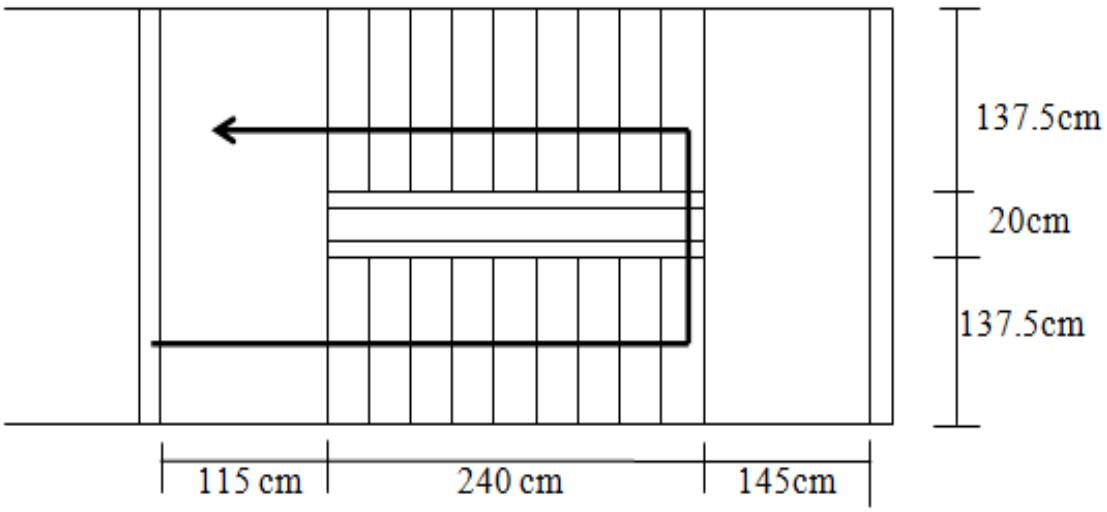


Figure III. 21: Représentation des escaliers des étages

III.3.3. Evaluation des charges :

III.3.3.1. Le palier :

Tableau III.10 : Charge permanente et d'exploitation du palier de l'escalier

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m^3	Poids (KN/m^2)
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Couche de sable	2	19	0.38
Poids propre du palier	17	25	4.25
Enduit ciment	2	18	0.36

G =	5.79	(KN/m²)
Q =	2.5	(KN/m²)

III.3.3.2. La volée (paillasse) :

Tableau III.11 : Charge permanente et d'exploitation de la volée de l'escalier

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Couche de sable	2	19	0.38
Poids propre des marches	8.5	25	1.87
Poids propre de la paillasse	17/cos31.91^0	25	5.039
Enduit ciment	2/cos31.91°	18	0.43

G =	8.52	(KN/m²)
Q =	2.5	(KN/m²)

III.3.4. Calcul du ferraillage à ELU :

III.3.4.1. Escalier du RDC :

On a la combinaison à L .E.L.U :

$q_u = 1.35G + 1.5Q$ ……pour (1ml)

- Palier : $q_1 = q_3 = 1.35 \times 5.79 + 1.5 \times 2.5 = 11.56$KN/ml
- Paillasse : $q_2 = 1.35 \times 8.52 + 1.5 \times 2.5 = 15.25$KN/ml

➢ *Charge équivalente :*

$q_{eq} = \dfrac{q_1.L_1 + q_2.L_2 + q_3.L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$ Alors : $q_{eq} = 13.99$ KN/ml

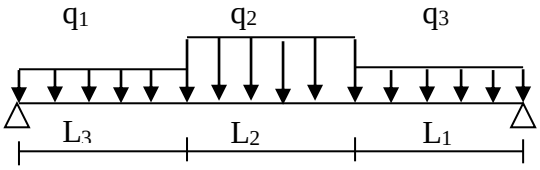


Figure III.22 : Schéma statique des efforts du l'escalier du RDC

➢ Calcul des moments : moment isostatique : $M_0 = \dfrac{q_{eq}.l^2}{8} = 43.71$ KN.m

Moment en travée : $M_t = 0.85.M_0 = 37.17$ KN.m

Moment sur appui : $M_a = 0.30.M_0 = 8.74$ KN .m

➢ Calcul des armatures longitudinales :

$\sigma_{bu} = f_{bc} = (0.85.f_{c28}) / \gamma_b$ …… $\gamma_b = 1.5$

$\sigma_{bu} = \dfrac{0.85x25}{1.5} = 14.16$ MPa $\sigma_s = f_e / \gamma_s = \dfrac{400}{1.15} = 348$ MPa

On utilise les formules suivantes :

$\mu = M_u / b.d^2. f_{bc}$

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$

$Z = d(1 - 0.4\alpha)$

$A_s = M_u / Z \sigma s$

$d = e\text{-}c\text{-}\Phi/2 = 17\text{-}2\text{-}1/2 \Rightarrow d = 13.5$ cm

$A_{min} = (0.23.b.d. f_{t28}) / f_e = \dfrac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.63$ cm²

Les résultats du ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.12 : Calcul des sections d'acier de l'escalier du RDC

section	b (cm)	d (cm)	M_u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A_s^{min} (cm^2)	A_s (cm^2)	A_{adopte} (cm^2)
Travée	100	13.5	37.17	0.15	0.20	0.12	1.63	8.90	8HA12=9.05
Appuis	100	13.5	8.74	0.05	0.06	0.13	1.63	1.93	4HA8=2.01

- Espacement maximal :

$S_t \leq min\ (3h;\ 33cm)$ = min (3×17; 33) cm = 33cm

- En travée: S_t= 100/6= 16.67 cm ≤ 33cm……..CV

- Sur appui : S_t= 100/4= 25 cm ≤ 33cm……CV

- Armature de répartition :

*** En travée :** $A_{rep} = A_{ado}/4$= 9.05/4=2.26 cm^2 ; on adopte : 5 T_8=2.31cm^2

*** Sur appui :** A_{rep}= $A_{ado}/4$=2.01/4=0.50 cm^2 ; on adopte : 4T_8=2.01cm^2

- Condition de non fragilité :

$A_{min}=0.23.b.d^2.f_{t28}/f_e$=0.23×100×13.5×2.1/400= 1.63 cm^2

- Contrainte tangentielle du béton :

- *Fissuration non préjudiciable :*

$\bar{\tau}_u = \min(0.2.f_{c28}/\gamma_b\ ;\ 5MPA)$

= min(0.2×25/1.5 ; 5)MPA = 3.33 MPA

$V_u = \frac{q_{eq}.L}{2} = 34.97 \quad \Rightarrow \quad V_u$= 34.97 KN

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.26MPA \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 0.26MPA$

$\tau_u = 0.26MPA \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPA$ ……..C.V

- *Fissuration très préjudiciable:*

$\bar{\tau}_u = 0.07\ f_{c28}/\gamma_b$ = 1.167MPA

τ_u= 0.27 MPA ≤ $\bar{\tau}_u = 1.167MPA$…….C.V

➢ Vérification à l'E.L.S :

- ***Calcul des moments :***

On a la combinaison à L .E.L.S : q_{ser}= g +q……pour (1ml)

- Palier : $q_1=q_3$= 5.79 + 2.5= 8.29 KN/ml
- Paillasse : q_2= 8.52 + 2.5= 11.02 KN/ml

Moment isostatique : $M_0=\frac{q_{eq}.l^2}{8}$ = 31.53 KN.m

Moment en travée : M_t= 0.85.M_0= 26.8 KN.m

Moment sur appui : M_a= 0.20.M_0= 6.31 KN .m

➢ Vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{500} = 0.032 \leq 0.062 \rightarrow c.n.v \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow 0.0420 \leq 0.0425 \rightarrow c.n.v \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.05}{100 \times 13.5} = 0.007 \leq 0.01 \rightarrow c.v \end{cases}$$

On à deux conditions non vérifiées. Donc, on passe au calcul de la flèche par la méthode exposée dans les références du béton armé ; selon les règles de BAEL 91.

➢ Calcul de la flèche :

- ***Moment d'inertie de la section homogène réduite «I » :***

$$I=\frac{b.y^3}{3}+15A_s(d-y)^2 \rightarrow BAEL91$$

- ***La Position De L'axe Neutre :***

$$b.y^2+30(A_s+A'_s)y-30(d.A_s-d'.A'_s)=0$$
$$\Rightarrow 100y^2+(30x9.05).y-(30x13.5x9.05)=0$$
$$\Rightarrow 100y^2+271.5y-3665.25=0$$

Δ = 1539812.25

On prend la racine positive : y=4.85 cm

Donc:

$$I=\frac{100(4.85)^3}{3}+15\times 9.05\ (13.5\text{-}4.85)^2=13959.96cm^4$$

I =13959.96cm^4

➢ Calcul du moment d'inertie de la section homogène « I_0 » :

$$I_0=\frac{b.h^3}{12}+b.h\left[\frac{h}{2}-V\right]^2+15A_s\left(d-V\right)^2$$

$$V=\left[\frac{b.h^2}{2}+15A_s.d\right]\ /\ \left[b.d+15A_s\right]$$

V= 10,96 cm^2

I_0= 52105.19 cm^2

- **Calcul des coefficients :**

* $\lambda_i=0.05\frac{f_{t28}}{5p}$; $p=\frac{A_s}{b.d}$ =0.0067 ; f_{t28}=2.1 MPa

Donc : λ_i= 3.13 et λ_v=0.4λ_i=1.25

* $E_i=11000\times\sqrt[3]{f_{c28}}$ =32164.20MPa

* $E_v=\frac{E_i}{3}=10721.39MPA$

- Flèche instantanée due à G ; « f_{gi} » :

. Calcul du moment et contrainte :

* M_s=0.85.M_0= $0.85.\frac{q_{eq}.L^2}{8}$ = 26.80 KN.m

$\sigma_s=15M_s\left(d-y\right)/I=2491.14MPA$

* $\mu=1-\left[\frac{1.75.f_{t28}}{4\rho.\sigma_s+f_{t28}}\right]$ = 0.946

* $I_{fg}=\frac{1.1\times I_0}{1+\lambda_i.\mu}$ = 14483.08 cm^4

* $f_{gi}=\frac{M_s.L^2}{10.E_i.I_{fg}}$ = 15.01 mm

- Flèche diffère due à G : « f_{gv} » :

* $I_{fv}=\frac{1.1\times I_0}{1+\lambda_v.\mu}$ = 26261.49 cm^4

* $f_{gv}=\frac{M_s.L^2}{10E_v.I_{fv}}$ = 23.79 mm

Donc :

$\Delta f_t=f_{gv}-f_{pi}$

Δf_t=23.97 -15.01 = 8.96 mm $\Rightarrow$ Δf_t= 8.96mm

Et on a : $\begin{cases} \bar{f} \le \dfrac{L}{500} .....Si : L \le 5m \\ \bar{f} \le 0.5cm + \dfrac{L}{1000} ....Si : L \succ 5m \end{cases}$

L=5.0 m : $\Rightarrow \bar{f} = 10\,\text{mm}$

Δf_t= *8.96 mm* < $\bar{f} = 10.0mm$ ……..*C.V*

III.3.4.2. <u>Escaliers de l'étage courant</u> :

A. <u>Calcul des sollicitations à ELU</u> :

On a la combinaison à L'E.L.U :

q_u=*1.35G+1.5Q*……pour (1ml)

Palier : $q_1=q_3$=1.35×5.79+1.5×2.5= 11.56KN/ml

Paillasse : q_2=1.35×8.52+1.5×2.5= 15.25KN/ml

<u>Charge équivalente :</u>

$q_{eq} = \dfrac{q_1.L_1 + q_2.L_2 + q_3.L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$

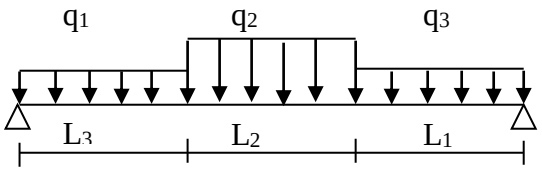


Figure III.23 : Schéma statique des efforts de l'escalier de l'étage courant

on a : L_1=1.15m

L_2= 2.4 m

L_3= 1.45 m

Alors : q_{eq}=12.54 KN/ml

- *<u>Calcul des moments</u>* : l=5.00 m
- **Moment isostatique** : $M_0 = \dfrac{q_{eq}.l^2}{8}$ = 39.18 KN.m
- **Moment en travée :** M_t= 0.85.M_0= 33.30 KN.m
- **Moment sur appui :** M_a= 0.30.M_0= 7.83KN .m

- *Calcul des armatures longitudinales :*

$\sigma_{bu}=f_{bc}=(0.85.f_{c28})/\gamma_b$ ..... $\gamma_b=1.5$

$$\sigma_{bu}=\frac{0.85x25}{1.5}=14.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s=f_e/\gamma_s=\frac{400}{1.15}=348 \text{ MPa}$$

On utilise les formules suivantes :

$\mu=M_u/b.d^2.f_{bc}$

$\alpha=1.25\ (1-\sqrt{1-2\mu}\ )$

$Z= d(1-0.4\alpha)$

$A_s=M_u/Z\sigma s$

$d= e-c-\Phi/2 = 17-2-1/2 \Rightarrow d= 13.5$ cm

$$A_{min} = (0.23.b.d.f_{t28}) / f = \frac{0.23\times100\times13.5\times2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Tableau III.13 : Calcul des sections d'acier de l'escalier d'étage courant

Section	b(cm)	d(cm)	M_u(KN.m)	μ	α	Z(cm)	A_s^{min}(cm^2)	A_s(cm^2)	A_{adopte}
Travée	100	13.5	33.30	0.14	0.19	0.11	1.63	3.79	3HA12=4.52
Appuis	100	13.5	7.83	0.07	0.08	0.12	1.63	1.29	3HA12=3.39

➢ ***Espacement maximal :***

$S_t \leq min\ (3h; 33cm)$ = min (3×17; 33) cm = 33cm

-En travée: S_t= 100/6= 16.67 cm ≤ 33cm……..CV

-Sur appui : S_t= 100/4= 25 cm ≤ 33cm……CV

➢ ***Armature de répartition :***

- En travée : $A_{rep} = A_{ado}/4$= 9.05/4=2.26 cm^2 ; on adopte : 4 T_{10}=3.14cm^2
- Sur appui : $A_{rep}= A_{ado}/4$=2.01/4=0.75 cm^2 ; on adopte : 3 T_8=1.52cm^2

➢ ***Condition de non fragilité :***

$A_{min}=0.23.b.d^2.f_{t28}/f_e=0.23\times100\times13.5\times2.1/400$= 1.63 cm^2

B. <u>Vérification à ELU :</u>

➢ **<u>Contrainte tangentielle du béton</u> :**

- ***Fissuration non préjudiciable :***

$\bar{\tau}_u = \min(0.2.f_{c28}/\gamma_b ; 5MPA)$

$=\min(0.2\times 25/1.5 ; 5)MPA = 3.33$ MPA

$V_u = \frac{q_{eq}.L}{2} = \frac{12.53x5.0}{2} = 31.34 \Rightarrow$ Vu= 31.34 KN

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.27MPA \Rightarrow \tau_u = 0.23MPA$

$\tau_u = 0.23MPA \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPA$ ……..C.V

- ***Fissuration très préjudiciable:***

$\bar{\tau}_u = 0.07\, f_{c28}/\gamma_b = 1.167$MPA

τ_u= 0.23 MPA $\leq \bar{\tau}_u = 1.167MPA$…….C.V

C. <u>Vérification à l'E.L.S :</u>

On a la combinaison à L'E.L.S :

q_{ser}= g +q……pour (1ml)

Palier : $q_1=q_3$= 5.79 + 2.5= 8.29 KN/ml

Paillasse : q_2= 8.52 + 2.5= 11.02 KN/ml

Charge équivalente :

Alors : q_{eq}= 9.60 KN/ml

➢ *Calcul des moments* : *l=5.0m*

- **Moment isostatique** : $M_0 = \frac{q_{eq}.l^2}{8}$ = 30.00 KN.m
- **Moment en travée** : M_t= 0.85.M_0= 25.50 KN.m
- **Moment sur appui** : M_a= 0.30.M_0= 6.00 KN .m

D. <u>Vérification de la flèche</u> :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{500} = 0.034 \leq 0.062 \rightarrow c.n.v \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow 0.0418 \leq 0.0425 \rightarrow c.n.v \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.05}{100\times 13.5} = 0.007 \leq 0.01 \rightarrow c.v \end{cases}$$

On à deux conditions non vérifiées, on passe donc au calcul de la flèche par la méthode exposée dans les références du béton armé ; selon les règles de BAEL 91.

E. Calcul de la flèche :

Moment d'inertie de la section homogène réduite «I » :

$$I=\frac{b.y^3}{3}+15A_s(d-y)^2 \rightarrow BAEL91$$

-La Position De L'axe Neutre y=4.85 cm

I =13959.96cm^4

Calcul du moment d'inertie de la section homogène « I_0 » :

$$I_0=\frac{b.h^3}{12}+b.h\left[\frac{h}{2}-V\right]^2+15A_s(d-V)^2$$

$$V=\left[\frac{b.h^2}{2}+15A_s.d\right] / \left[b.d+15A_s\right]$$

V= 10,96 cm^2

I_0= 52105.19 cm^2

Calcul des coefficients :

* $\lambda_i=0.05\frac{f_{t28}}{5p}$; $p=\frac{A_s}{b.d}$ *=0.0067* ; f_{t28}*=2.1 MPa*

Donc : λ_i= 3.13 et $\lambda_v=0.4\lambda_i$=1.25

* $E_i=11000\times\sqrt[3]{f_{c28}}$ =32164.20MPa

* $E_v=\frac{E_i}{3}=10721.39MPA$

- **Flèche instantanée due à G ; « f_{gi} » :**

$\sigma_s=15M_s(d-y)/I=2435.37MPA$

$\mu=1-\left[\frac{1.75.f_{t28}}{4\rho.\sigma_s+f_{t28}}\right]=0.951$; $I_{fg}=\frac{1.1\times I_0}{1+\lambda_i.\mu}=$ 15648.19 cm^4

$f_{gi}=\frac{M_s.L^2}{10.E_i.I_{fg}}=$ 11.97 mm

- **Flèche diffère due à G : « f_{gv} » :**

$I_{fv}=\frac{1.1\times I_0}{1+\lambda_v.\mu}=$ 27815.74 cm^4

$f_{gv}=\frac{M_s.L^2}{10E_v.I_{fv}}=$ 20.17 mm

Donc : $\Delta f_t = f_{gv} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t$=20.17 -11.97 = 8.20 mm $\Rightarrow \Delta f_t$= 8.20mm

Et on a :

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} .....Si : L \leq 5m \\ \bar{f} \leq 0.5cm + \dfrac{L}{1000} ....Si : L \succ 5m \end{cases}$$

L=5.00 m : $\Rightarrow \bar{f} = 10.0$ mm

Δf_t= 8.20 mm < $\bar{f} = 10.0mm$ ……..*C.V*

III.3.5. <u>Étude de la poutre palière</u> :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

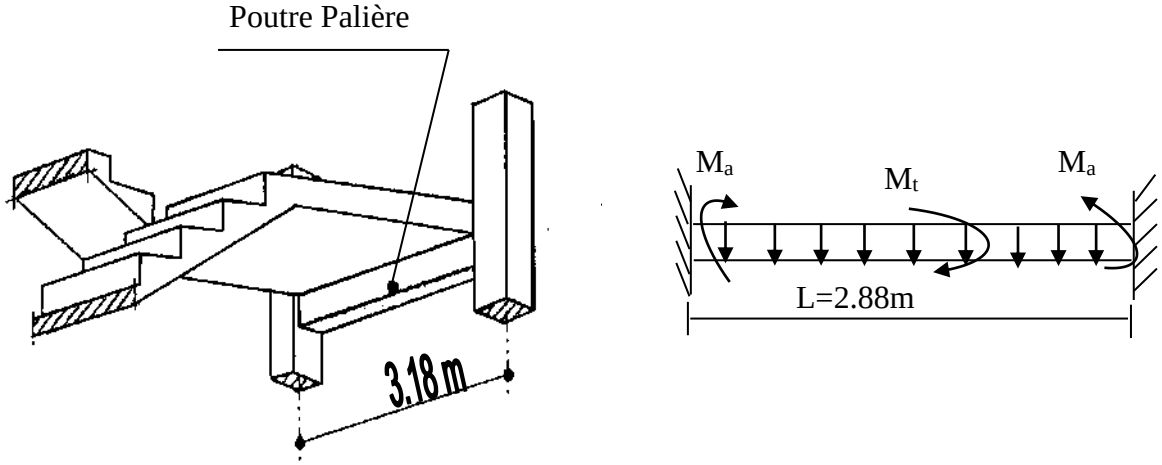


Figure III.24 : Schéma statique de la poutre palière

III.3.5.1. <u>Calcul a l'E.L.U</u> :

La poutre palière se calcul à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

A. <u>Prédimensionnement</u> :

La longueur de la poutre: L =2.88m

L/15 ≤ h ≤ L/10 ;

0.3h ≤ b ≤ 0.7h

19.33 ≤ h ≤ 28.8 **=> h = 30 cm**

9 ≤ b ≤ 21 **=> b = 30 cm**

B. Calcul des sollicitations :

$q_u = 1.35G + 1.5Q + R \Rightarrow q_u = 44.19$ KN/ml

Les moments : $L = 2.88$

M^{max} (Appuis) = MA = MB = $PL^2/12$

M^{max} (Travée) = $PL^2/24$

C. Calcul du Ferraillage :

$\sigma_{bu} = f_{bc} = (0.85.f_{c28})/\gamma_b$ ..... $\gamma_b = 1.5$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85x25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = f_e/\gamma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = (0.23.b.d.\ f_{t28}) / f_e = \frac{0.23 \times 100 \times 32 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.16 \text{ cm}^2$$

d= 0.9xh = 0.9x35 $\Rightarrow$ d= 32 cm

Tableau III.14. Ferraillage de la poutre palière

Section	b(cm)	d(cm)	M_u(KN.m)	μ	α	Z(cm)	$A_s$min	A_s(cm$^{2)}$	A_{adopte}
Appui	30	32	30.54	0.092	0.12	30.45	1.16	3.79	5HA10=3.92
Travée	30	32	15.27	0.032	0.04	31.48	1.16	1.29	5HA10=3.92

- **Vérification à l' E.L.U :**

  - **Condition de non fragilité :**

$A_{smin} = 0,23.d.b(f_{t28}/f_e) \Rightarrow A_{min} = 1.16 \text{ cm}^2$

$A_{addopté} \leq A_{min}$ ……CV

  - **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

Fissuration non préjudiciable :

$\bar{\tau}_u = \min(0,2..f_{c28}/\gamma_b ;\ 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$

$$V_u = q_u \frac{L}{2} = \frac{45.81 \times 2.88}{2} = 65.65 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.683 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,683MPA \leq \bar{\tau}_u = 3,33MPA$ ……CV

- **Calcul des armatures transversales :**

$$\frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2};0,4MPA\right) = 0,4MPA$$

$$et: S_t \leq \min(0,9d;40cm) = 28,8cm$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,4\frac{b.S_t}{f_e} = 0,4\frac{30\times 28,8}{400} = 0,864cm^2$$

$\Rightarrow$ A_t= 0.864 cm²

Donc on adopte : 2T8 = 1,01cm^2

- **Calcul à l'E.L.S :**

Combinaison des charges :

$q_s = G + Q + R$ = 41.75 KN/ml

- le moment isostatique : $M_0=q_s.L^2/8$= 43.28 KN.m
- le moment en travée : $M_t=0,85M_0$= 36.79 KN.m
- le moment sur appui : $M_a=0,30M_0$= 12.98 KN.m

Contrainte maximale du béton :

- En travée : α=0,12

γ=M_u/M_{ser} = 1.03

(γ-1)/2 + (f_{c28}/100) = 0,265

α=0,16 ≤ 0, 265 ……CV

- Sur appui : α=0,04

γ=M_u/M_{ser}= 1.025

(γ-1)/2 + (f_{c28}/100) = 0,263

α=0,05 ≤ 0,263……..……CV

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{288} = 0,121 \geq 0,062 \text{..... ....}CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,121 \geq 0,085 \text{..... ....}CV$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.92}{30\times 32} = 0,004 \leq 0,01 \text{..... ....}CV$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire parce que toutes les conditions sont vérifiées

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1. INTRODUCTION :

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure. 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. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DE LA STRUCTURE :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- ✓ Le centre de Masse (G).
- ✓ Le centre de Torsion (R).

IV.2.1. 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 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 les formules suivantes :

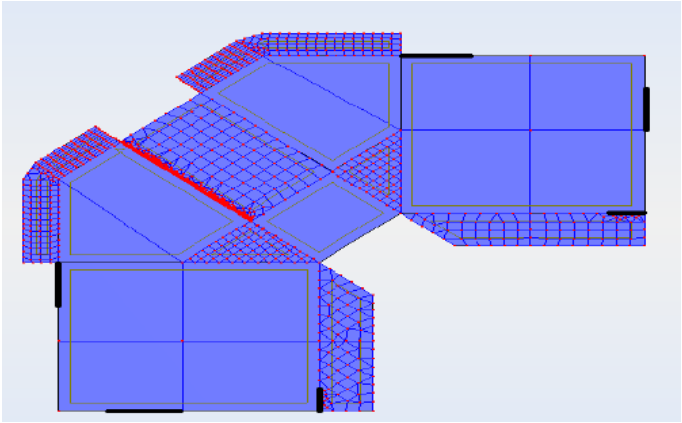
$$XG = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \qquad YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- 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.

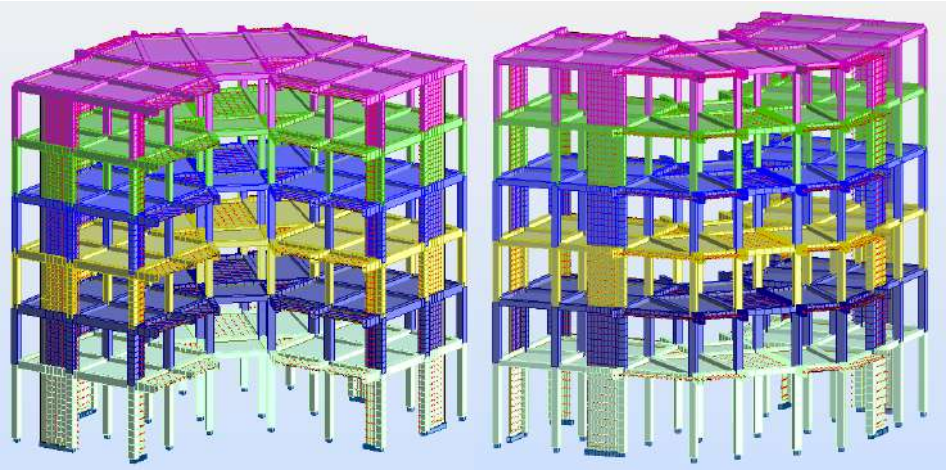
On a : L_x =18.41 m et L_y =18.14 m

- **Vue 2 D :**



VOILE

- **Vue 3D :**



Figures IV.1: disposition des voiles aux RDC et étages

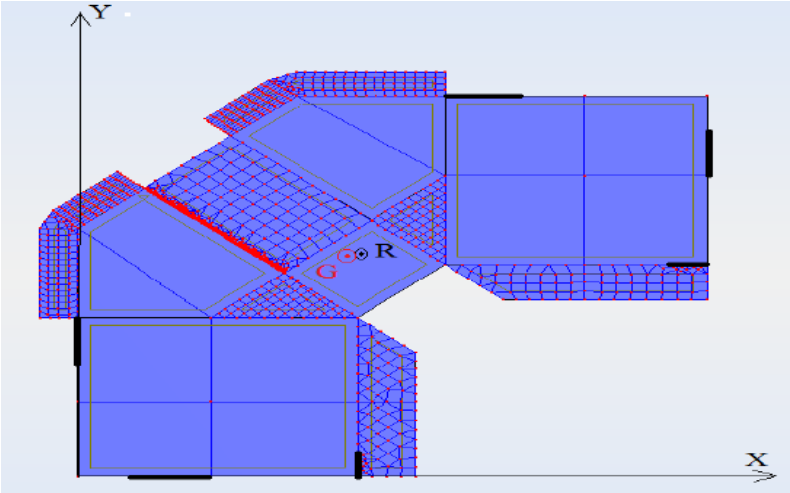


Figure IV.2 : Vue en plan

Tableau IV.1 : Calcul du centre de masse

Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G (m)	Y_G (m)
+4,08	1988,996	14559,451	19432,491	7,32	9,77
+7,14	1810,0108	13140,678	17792,406	7,26	9,83
+10,2	1727,3457	12523,256	16997,082	7,25	9,84
+13,26	1727,3457	12523,256	16997,082	7,25	9,84
+16,32	1655,7026	11987,287	16325,228	7,24	9,86
+19,38	2896,9091	21813,726	27723,420	7,53	9,57

IV.2.2. Centre de torsion :

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

NB : Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par les formules suivantes :

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad Y_R = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

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

- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

♦ Pour les poteaux '1' : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$

♦ Pour les poteaux '2' : $I_X = I_y = (a^2/12).(a^2.\cos^2\alpha + a^2.\sin^2\alpha)$

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

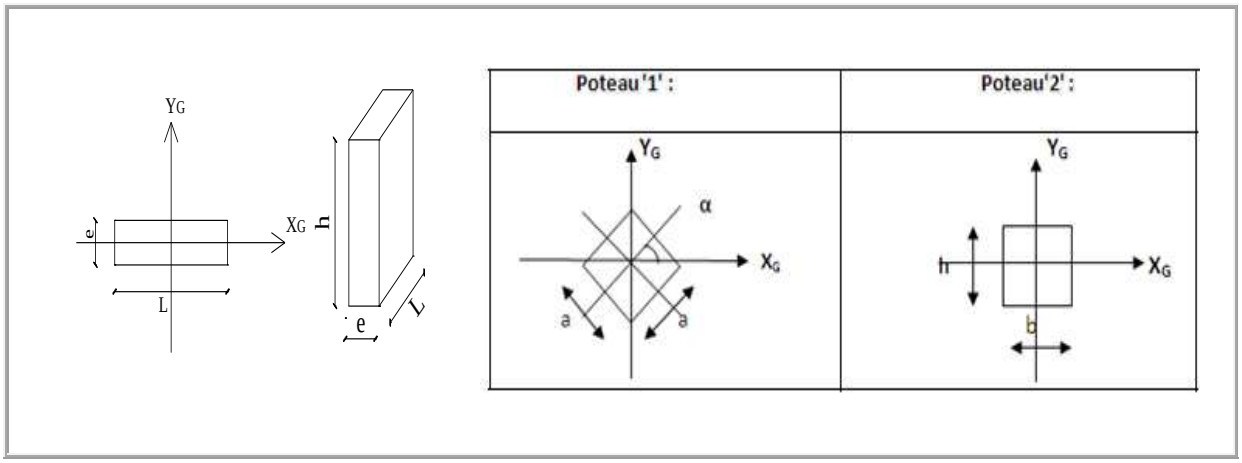


Figure IV.3 : dimension des voiles

Tableau IV.2 : Calcul du centre de torsion

Niveau(m)	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	$\sum I_{Yi}*X_i$	$\sum I_{Xi}*Y_i$	X_I(m)	Y_I(m)
+4,08	54950,1634	54919,8595	414324,232	521738,665	7,54	9,5
+7,14	46414,6236	46394,413	349966,262	440746,924	7,54	9,5
+10,2	43622,2137	43602,0423	328911,491	414219,402	7,54	9,5
+13,26	43622,2137	43602,0423	328911,491	414219,402	7,54	9,5
+16,32	41193,2236	41173,6011	310596,906	391149,21	7,54	9,5
+19,38	74984,0457	74953,0268	565379,705	712053,755	7,54	9,5

IV.2.3. Excentricité :

A. Excentricité statique :

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

$$\mathbf{e_x = |X_G - X_t|} \quad ; \quad \mathbf{e_y = |Y_G - Y_t|}$$

Tableau IV.3 : Calcul de l'excentricité statique

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	**X_G**	**X_t**	**e_x (m)**	**Y_G**	**Y_t**	**e_y (m)**
+4,08	7,32	7,54	0,22	9,77	9,5	0,27
+7,14	7,26	7,54	0,27	9,83	9,5	0,33
+10,2	7,25	7,54	0,29	9,84	9,5	0,34
+13,26	7,25	7,54	0,29	9,84	9,5	0,34
+16,32	7,24	7,54	0,30	9,86	9,5	0,36
+19,38	7,53	7,54	0,01	9,57	9,5	0,07

B. <u>Excentricité accidentelle</u> : [1] [Art 4.2.7]

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

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

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

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

Tableau IV.4 : Calcul d'excentricité accidentelle

Niveau (m)	**L_x (m)**	**L_y (m)**	**e_x (m)**	**e_y (m)**
+4,08	18,14	18,14	0,91	0,91
+7,14	18,14	18,14	0,91	0,91
+10,2	18,14	18,14	0,91	0,91
+13,26	18,14	18,14	0,91	0,91
+16,32	18,14	18,14	0,91	0,91
+19,38	18,14	18,14	0,91	0,91

C. Effets de la torsion accidentelle [1]: [Art 4.3.7]

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

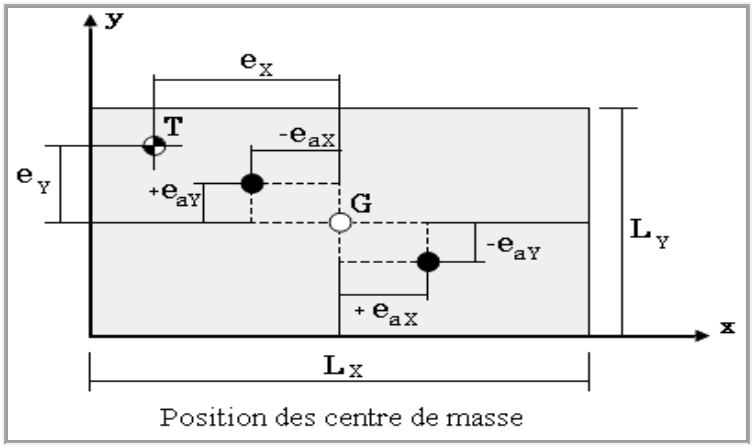


Figure IV.4 : position du centre de masse

Tableau IV.5 : Calcul de l'excentricité totale

Niveau	centre de masse		centre de torsion		excentricité accidentelle 5% L		excentricité finale			
	X_G	Y_G	X_T	Y_T	$\pm e_{x\ acc}$	$\pm e_{y\ acc}$	$(e_x + e_{x\ ac})$	$(e_x - e_{x\ ac})$	$(e_y + e_{y\ ac})$	$(e_y - e_{y\ ac})$
RDC	7,32	9,77	7,54	9,5	0,91	0,91	1,13	-0,69	-0,64	0,64
1	7,26	9,83	7,54	9,5	0,91	0,91	1,18	-0,64	-0,58	0,58
2	7,25	9,84	7,54	9,5	0,91	0,91	1,2	-0,62	-0,57	0,57
3	7,25	9,84	7,54	9,5	0,91	0,91	1,2	-0,62	-0,57	0,57
4	7,24	9,86	7,54	9,5	0,91	0,91	1,21	-0,61	-0,55	0,55
5	7,53	9,57	7,54	9,5	0,91	0,91	0,92	-0,9	-0,84	0,84

IV.3. CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL :

IV.3.1. Introduction :

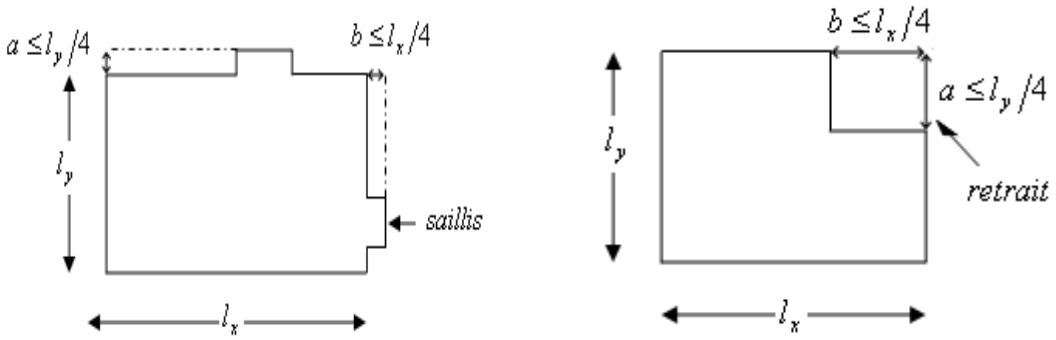
On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

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

IV.3.2. <u>Conditions d'application de la méthode statique équivalente</u> :

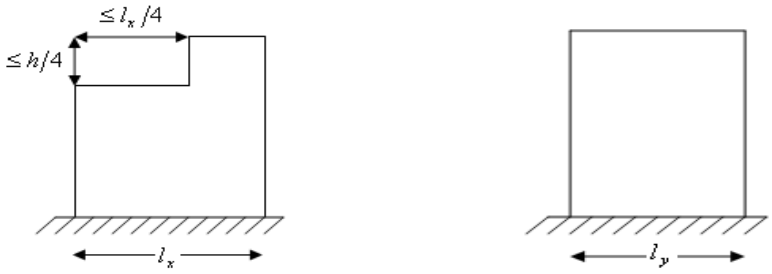
1. En zone II_a le bâtiment ou bloc étudié a une hauteur au plus égale à : 65m **(C.V)**

A. <u>Régularité en plan</u> :



Dans notre cas on a un retrait ou « *a* et *b* » sont supérieurs à $\frac{1}{4}$ de L_x et L_y **(C.N.V).**

B. <u>Régularité en élévation</u> :



On n'a pas des retraits en élévation donc, **(C.V)**

2. La configuration de l'ouvrage étudié est irrégulière. (En zone sismique IIa, groupe d'usage 2, Ht=22.10 m <23 m **(C.V))**

- ✓ Donc selon **[1]: [Art 4.1.2]** , les conditions d'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec l'analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mené.

  La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des structures aux éléments finis **'ROBOT .23'**.

IV.3.3. <u>Méthode dynamique modale spectrale</u> :

IV.3.3.1. <u>Principe</u> :

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

IV.3.3.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le ROBOT est le modèle du nœud maître basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.3.3.3. Le spectre de réponse de calcul : [1]

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

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

A. Coefficient d'accélération A : [1] [Tab4.1]

Tableau IV.6 : Coefficient d'accélération de zone **IIb**

Zone	groupe 1A	groupe 1B	**groupe 2**	groupe 3
IIb	**0.25**	**0.20**	**0.15**	**0.10**

B. facteur de correction d'amortissement η :

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$ $\xi = 7\ \%$ **[1] [Tab4.2]**

Avec un remplissage dense → η = 0,882

C. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé :

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique II, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global. Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33m au maximum. Donc : **R = 4**

D. facteur de qualité Q : [1] [Tab4.4]

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 :

$$Q = 1 + \sum_{}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Détermination du facteur de qualité Q

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		Observé	Valeur	Observé	Valeur
1	**Conditions minimales sur les files de contreventement**	Non	0.05	Non	0,05
2	**Redondance en plan**	Non	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

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0{,}05 = 1{,}05$$
$$Q_Y = 1 + 0{,}05 = 1{,}05$$

E. Périodes caractéristiques : [1] [Tab4.7]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}50\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S 3.}$$

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

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

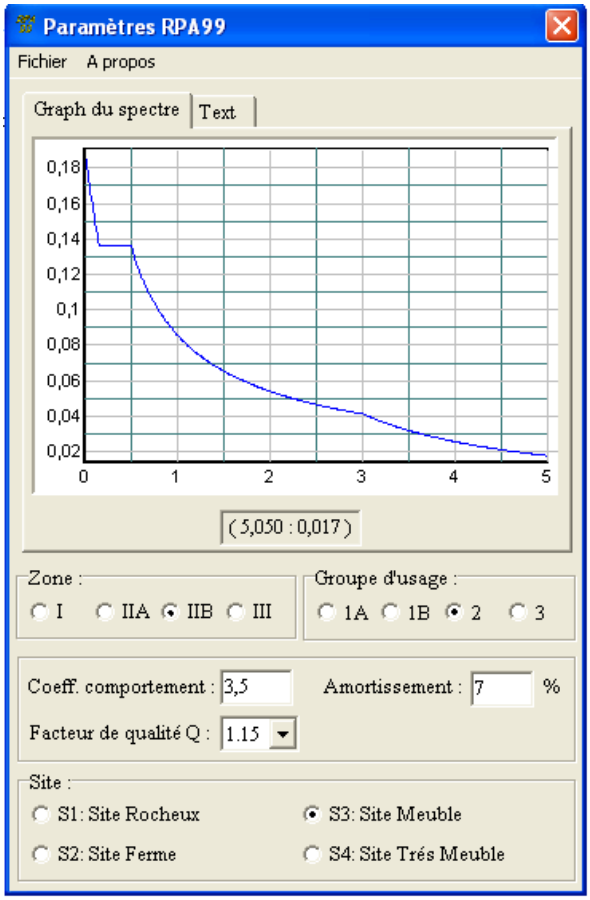


Figure IV.5 : Spectres de réponse

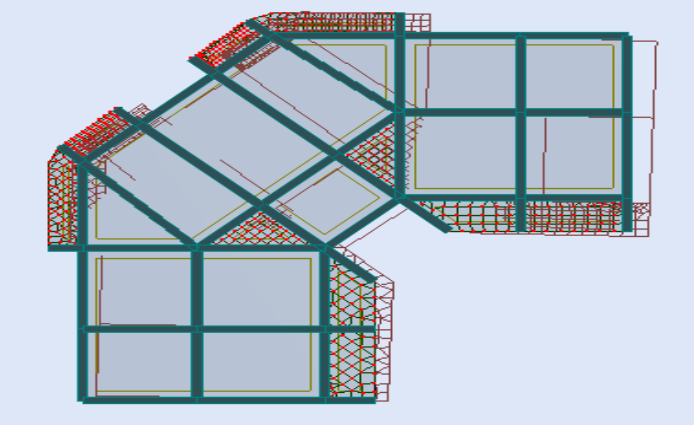
IV.4. RÉSULTATS ET VÉRIFICATIONS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 version 2003 exige les vérifications suivantes :

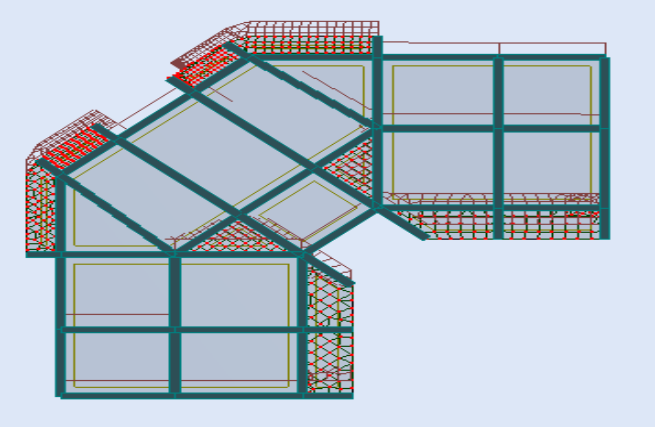
- Vérification du comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification du déplacement.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.
- Vérification des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

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

Mode 1



Mode 2



Mode 3

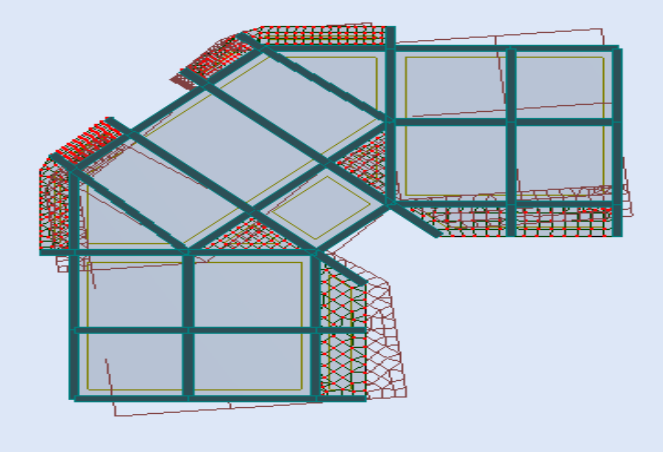


Figure IV.6 :.Le comportement des trois premiers modes

Tableau IV.8 : Le comportement des trois premiers modes

Modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)
Mode 1	69,28	0,01
Mode 2	0,00	74,25
Mode 3	4,98	0,11

Mode 1	Mode 2	Mode 3
Translation pure suivant (x) de 69.28 %.	**Translation pure suivant (y) de 74.25 %.**	**rotation autour de Z**

IV.4.2. <u>Vérification de participation massique</u> :

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: **[1] [Art4.3.4.a]**

Tableau IV.9 : Coefficient de participation massique

Mode	Période (s)	Masses cumulées (%)		
		Sens x	Sens-y	**Sens z**
1	0,68	69,28	0,01	**0,05**
2	0,65	69,28	74,25	**0,15**
3	0,45	74,26	74,37	**0,18**
4	0,20	86,80	76,37	**0,19**
5	0,19	88,65	89,28	**0,44**
6	0,17	88,66	89,28	**13,64**
7	0,15	88,66	89,28	**13,79**
8	0,15	88,66	89,28	**13,81**
9	0,15	88,66	89,28	**13,84**
10	0,15	88,66	89,28	**13,84**
11	0,13	89,13	89,28	**14,18**
12	0,12	89,19	89,28	**17,73**

13	0,11	89,28	89,34	**18,70**
14	0,11	89,31	89,36	**18,82**
15	0,11	89,31	89,36	**19,27**
16	0,10	89,35	89,37	**25,71**
17	0,10	89,80	89,75	**25,72**
18	**0,10**	**91,17**	**90,83**	**25,74**

Constatation :

- La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 18éme mode.

IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : [1] [Art4.2.6]

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Donc il faut vérifier que :

$$\frac{V_t}{V} > 0{,}8$$

- **Calcul de la force sismique totale [1]: [Art4.2.3]**

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

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

- D : facteur d'amplification dynamique moyen :

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

T2 = 0,5 s **[1]: [Tab4.7]**

(Avec site S3)

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

ξ = 7 % **[1]: [Tab4.2]**

(Avec remplissage dense) → η = 0,882 ≥0.7 (C.V)

T : période fondamentale suivant les deux directions, puis on prend les valeurs minimum des deux formules suivantes :

1/ $T=C_T.h_N^{3/4}$

$C_T=0.05 \rightarrow Tx=Ty=0.05*19.40^{3/4}=0.462$ s

2/ $T=0,09.h_N/D^{1/2}$ **[1]: [Art4.2.4]**

$$\begin{cases} T_x=0.422 \text{ s} \\ T_y=0.422 \text{ s} \end{cases}$$

Les valeurs qu'on prend alors sont:

$$\begin{cases} Tx=0.422 \text{ s} \\ Ty=0.422 \text{ s} \end{cases} \quad \epsilon \ (0; 0.5 \text{ s})$$

Alors: $Dx = Dy = 2.5\eta$

Donc : $\begin{cases} \Pi x=2.205 \\ \Pi y=2.205 \end{cases}$

- W : poids total de la structure :

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

$\beta = 0.2$ **[1]: [Tab4.5]**

W=11806.31 kN

Tableau IV.10 : Calcul de la force sismique

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.15	2.205	2.205	4	1.05	1.05	13118,02572	1138.93	1138.93

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

Sens	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t > 0.8*V$
X	1138.93	1166,67	911.144	**C..V**
Y	1138.93	1246,12	911.144	**C..V**

IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement :

- Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \qquad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy}: les forces distribuées en hauteur suivant X et Y respectivement.
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base.

- Le moment de stabilité qui est égal à :

$$\begin{cases} Mt_x = Y_G.Wi \\ Mt_y = X_G.Wi \end{cases}$$

Avec :

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

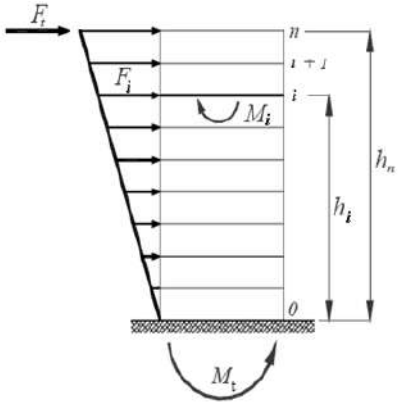


Figure IV.7 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.4.4.1. <u>Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur</u> : [1] [Art4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .(V - F_t) \qquad F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a:

- Tx = 0.422 s → Ft = 0
- Ty = 0.422 s → Ft = 0

Donc :

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

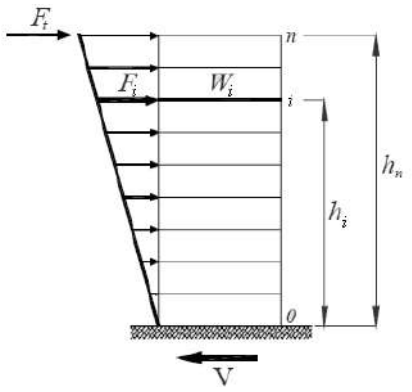


Figure IV.8 :.Distribution des forces sismiques

Vx = 1166.67 KN

Tableau IV.12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

Niveau (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$ (kN.m)	α_x	F_{ix} (kN)
+4,08	1988,996	8115,10368	0,056	65,4180686
+7,14	1810,0108	12923,47711	0,089	104,179681
+10,2	1727,3457	17618,92614	0,122	142,030979
+13,26	1727,3457	22904,60398	0,158	184,640272
+16,32	1655,7026	27021,06643	0,187	217,824201
+19,38	2896,9091	56142,09836	0,388	452,576798
SOMME		144725,2757	1,000	1166,67

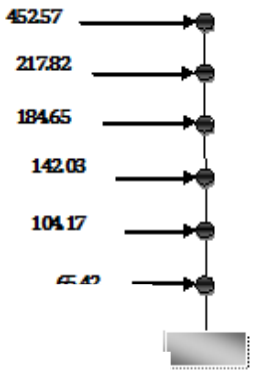


Figure IV.9: Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

Vy =1246.12 KN

Tableau IV.13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

Niveau (m)	W_i	$W_i h_i$	α_y	F_{iy} (kN)
+4,08	1988,996	8115,10368	0,056	**69,8730263**
+7,14	1810,0108	12923,47711	0,089	**111,274297**
+10,2	1727,3457	17618,92614	0,122	**151,703261**
+13,26	1727,3457	22904,60398	0,158	**197,214239**
+16,32	1655,7026	27021,06643	0,187	**232,657987**
+19,38	2896,9091	56142,09836	0,388	**483,39719**
SOMME		**144725,2757**	**1,000**	**1246,12**

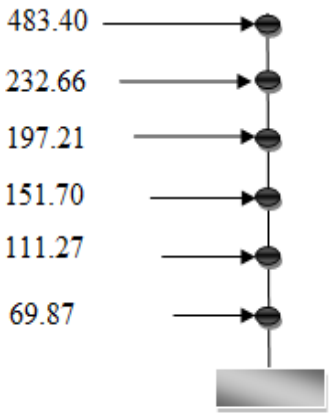


Figure IV.10: Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV.4.4.2. <u>Moment de renversement</u> :

Tableau IV.14 : Calcul du moment de renversement

Niveau (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+4,08	65,4180686	69,8730263	266,90572	**285,0819474**
+7,14	104,179681	111,274297	743,842922	**794,4984799**
+10,2	142,030979	151,703261	1448,71598	**1547,37326**
+13,26	184,640272	197,214239	2448,33001	**2615,060809**
+16,32	217,824201	232,657987	3554,89096	**3796,978347**
+19,38	452,576798	483,39719	8770,93835	**9368,237543**
∑Mo			**17233,6239**	**18407,23039**

IV.4.4.3. <u>Moment stabilisant</u> :

Tableau IV.15 : Calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
+4,08	1988,996	7,32	9,77	19432,4909	**14559,4507**
+7,14	1810,0108	7,26	9,83	17792,4062	**13140,6784**
+10,2	1727,3457	7,25	9,84	16997,0817	**12523,2563**
+13,26	1727,3457	7,25	9,84	16997,0817	**12523,2563**
+16,32	1655,7026	7,24	9,86	16325,2276	**11987,2868**
+19,38	2896,9091	7,53	9,57	27723,4201	**21813,7255**
∑Mt				**115267,708**	**86547,6541**

Donc il faut vérifier que : $\frac{Mt}{M_0} \geq 1{,}5$ **[5]**

Tableau IV.16 : Vérification de stabilisation

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{0x}	M_{ty}/M_{0y}	$\frac{Mt}{M_0} \geq 1{,}5$
115267,708	**86547,6541**	**17233,6239**	**18407,23039**	**6,689**	**4,702**	**C.V**

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

IV.4.5. Vérification des déplacements :

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

$$\delta_K = R\delta_{ek} \qquad \textbf{[1] [Art4.4.3]}$$

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

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

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

Selon **[1]: [Art5.10]**, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser : Δ k limite = 0.01* he

Avec, he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.17 : Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	0,01.h_e (cm)	Vérification
+4,08	0.3	1.2			
			1.6	4.08	**Oui**
+7,14	0.7	2.8			
			1.6	3.06	**Oui**
+10,2	1.1	4.4			
			2	3.06	**Oui**
+13,26	1.6	6.4			
			1.6	3.06	**Oui**
+16,32	2	8			
			2	3.06	**Oui**
+19.38	2.5	10			

Tableau IV.18 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	0,01.h_e (cm)	Vérification
+4,08	0.3	1.2			
			1.2	4.08	**Oui**
+7,14	0.7	2.8			

			1.6	3.06	**Oui**
+10,2	1.2	4.8	1.6	3.06	**Oui**
+13,26	1.7	6.8	1.6	3.06	**Oui**
+16,32	2.2	8.8	1.2	3.06	**Oui**
+19.38	2.6	10.4			

IV.4.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [1] [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 :

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

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

- Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, 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 sens X

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0.10
+4,08	11806,3099	65,4180686	1166,67	0,3	0,074	**C.V**
+7,14	9817,3139	104,179681	1101,25193	0,7	0,087	**C.V**
+10,2	8007,3031	142,030979	997,07225	1,1	0,087	**C.V**
+13,26	6279,9574	184,640272	855,041271	1,6	0,089	**C.V**

+16,32	4552,6117	217,824201	670,400999	2	0,083	**C.V**
+19,38	**2896,9091**	**452,576798**	**452,576798**	**2,5**	**0,083**	**C.V**

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

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ≤ 0.10
+4,08	11806,3099	69,8730263	1246,12	0,2	0,046	**C.V**
+7,14	9817,3139	111,274297	1176,24697	0,5	0,058	**C.V**
+10,2	8007,3031	151,703261	1064,97268	0,9	0,066	**C.V**
+13,26	6279,9574	197,214239	913,269416	1,3	0,067	**C.V**
+16,32	4552,6117	232,657987	716,055177	1,7	0,066	**C.V**
+19,38	**2896,9091**	**483,39719**	**483,39719**	**2**	**0,062**	**C.V**

IV.4.7. <u>Vérification des sollicitations normales</u> : [1] [Art.7.4.3.1]

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

Avec :

- υ : effort normal réduit.
- Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.
- F_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.21 : Vérifications des sollicitations normales

	N_d (KN)	B_c (mm^2)	f_{c28} (Mpa)	υ	$\upsilon \leq 0.3$
5emeétage	169.70	90000	25	0,075	**C.V**
4emeétage	347.27	90000	25	0,154	**C.V**

3emeétage	550.01	122500	25	0,180	**C.V**
2emeétage	775.33	122500	25	0,253	**C.V**
1er étage	1034.74	160000	25	0,259	**C.V**
RDC	**1162.72**	**160000**	**25**	**0.291**	**C.V**

IV.5. CONCLUSION :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de la structure.

Chapitre V

Ferraillage des éléments Structuraux

V.1. INTRODUCTION :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA93 et RPA99 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
  - ✓ E.L.S : G + Q

- les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003►► Art [5.2] ◄◄**
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitation.
- E : charges sismiques.

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :

V.2.1. Introduction :

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

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

Tableau V.1 : Les données de calcul

Situation durable		**Situation accidentelle**	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s **=1,00**
σ_b = 25 MPa	FeE 400	σ_b =25 MPa	**FeE 400**
$\overline{\sigma_b}$ **= 14,2MPa**	**σ s =348 MPa**	$\overline{\sigma_b}$ **= 18,50 MPa**	**σ s = 400 MPa**

V.2.2. Recommandation du RPA99 :

A. Armatures longitudinales :[1] Art [7.5.2.1]

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - o 4% en Zone courante.
  - o 6% en Zone nodale.
- ✓ Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en Zone IIa.
- ✓ $A_{Travée}$ et $A_{appui} \geq A_{min}$ CBA et Amin RPA
- ✓ $A_{Travée}$ et $A_{appui} \leq A_{max}$ RPA

B. Armatures transversales : [1] Art [7.5.2.2]

- ✓ La quantité d'armatures transversales est donnée par : $A_t = 0{,}003.\ S_t\ .b$
  - o b : largeur de la poutre.
  - o S_t : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq h/2 & : \text{Zone courante} \\ S_t \leq \min(h/4\ ;\ 12\phi_l) & : \text{Zone nodale} \end{cases}$$

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les tableaux suivants :

➢ Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires :

Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
Intermédiaire	**Terrasse**	**Travée**	76.72	1.35G+1.5Q	0	4.76	**4HA14 =6.15**
		Appui	83.48	1.35G+1.5Q	0	5.20	**4HA14 =6.15**
	Etages	**Travée**	152.51	1.35G+1.5Q	0	9.93	**6HA16 =12.06**
		Appui	168.29	1.35G+1.5Q	0	11.06	**6HA16 =12.06**
Rive	**Terrasse**	**Travée**	62.56	G+Q-Ey	0	3.85	**4HA12 =4.52**
		Appui	86.84	G+Q+Ey	0	5.42	**4HA14 =6.15**
	Etages	**Travée**	133.91	1.35G+1.5Q	0	8.60	**6HA14 =9.23**
		Appui	134.66	G+Q+Ey	0	8.65	**6HA14 =9.23**

Tableau V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
Intermédiaire	**Terrasse**	**Appui**	57.62	0.8G+Ey	0	5.78	4HA14=6.15
	Etages	**Appui**	82.88	0.8G-Ex	0	8.68	6HA14 =9.23
Rive	**Terrasse**	**Appui**	36.41	0.8G+Ey	0	4.05	4HA12=4.52
	Etages	**Appui**	42.12	0.8G-Ex	0	4.74	4HA14=6.15

V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 :

Tableau V.4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	combinaison	$A_{adopter}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	**Travée**	55.77	G+Q	6.15	7.45	241.37	C.V	**C.V**
		Appui	60.07	G+Q	6.15	8.02	259.97	C.V	**C.V**
	Etages	**Travée**	109.10	G+Q	12.06	11.62	249.60	C.V	**C.V**
		Appui	119.93	G+Q	12.06	12.77	274.38	C.V	**C.V**
Rive	Terrasse	**Travée**	6.63	G+Q	4.52	0.99	38.50	C.V	**C.V**
		Appui	18.34	G+Q	6.15	2.45	79.37	C.V	**C.V**
	Etages	**Travée**	8	G+Q	9.23	0.92	23.55	C.V	**C.V**
		Appui	**18.94**	**G+Q**	**12.06**	**2.02**	**43.33**	**C.V**	**C.V**

Tableau V.5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	combinaison	$A_{adopter}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	**Appui**	-28.18	G+Q	5.78	11.54	286.44	**C.V**	**C.V**
	Etages	**Appui**	-23.80	G+Q	8.68	14.41	277.15	**C.V**	**C.V**
Rive	Terrasse	**Appui**	-18.83	G+Q	6.15	5.07	127.2	**C.V**	**C.V**
	Etages	**Appui**	-20.85	G+Q	6.15	5.61	140.84	**C.V**	**C.V**

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 :

Tableau V.6 : Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	Position	$A_{choisis}$ (cm^2)	A_{min}CBA =1.35 cm^2	A_{min}RPA =6.75cm^2	$A_{max\ T}$ RPA =54 cm^2	$A_{max\ A}$ RPA =81cm^2	correction
Intermédiaire	Terrasse	Appui	6.15	C.V	C.N.V	C.V	C.V	**5HA14**
		Travée	6.15	C.V	C.N.V	C.V	C.V	**5HA14**
	Etages	Appui	12.06	C.V	C.V	C.V	C.V	**6HA16**
		Travée	12.06	C.V	C.V	C.V	C.V	**6HA16**
Rive	Terrasse	Appui	4.52	C.V	C.N.V	C.V	C.V	**5HA14**
		Travée	6.15	C.V	C.N.V	C.V	C.V	**5HA14**
	Etages	Appui	9.23	C.V	C.V	C.V	C.V	**6HA14**
		Travée	12.06	C.V	C.V	C.V	C.V	**6HA16**

Tableau V.7 : Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	Position	A_{calcul} (cm^2)	A_{min}CBA =1.05 cm^2	A_{min}RPA =5.25 cm^2	$A_{max\ A}$RPA =63 cm^2	correction
Intermédiaire	Terrasse	Appui	6.15	C.V	C.V	C.V	**4HA14**
	Etages	Appui	7.69	C.V	C.V	C.V	**6HA14**
Rive	Terrasse	Appui	6.15	C.V	C.V	C.V	**4HA14**
	Etages	Appui	6.15	C.V	C.V	C.V	**4HA14**

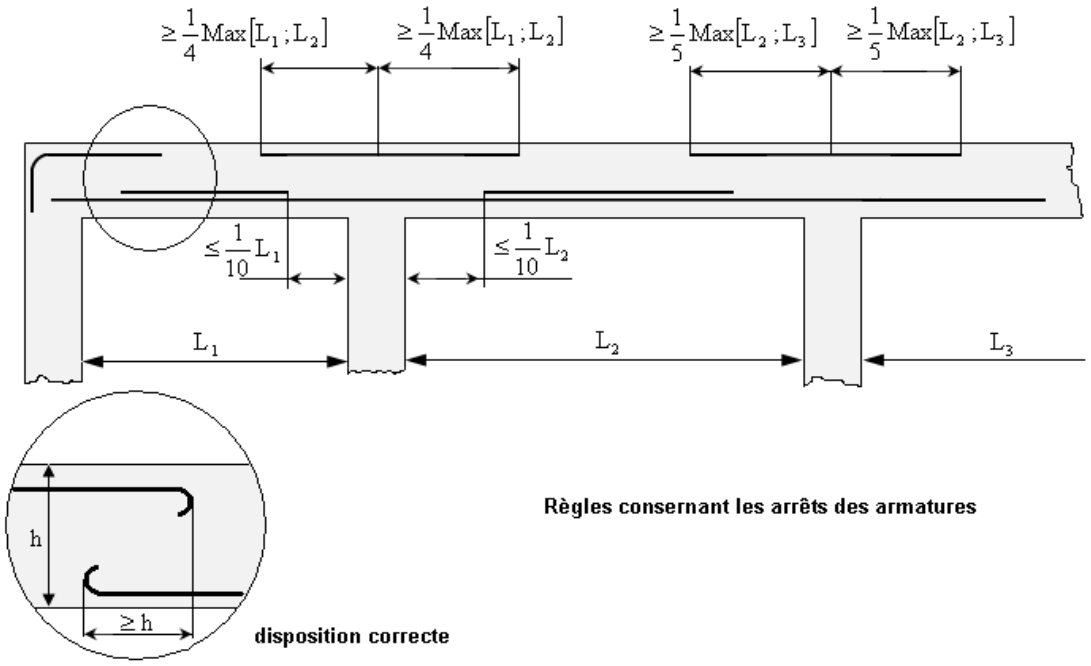


Figure V.1 : Disposition des armatures pour les poutres

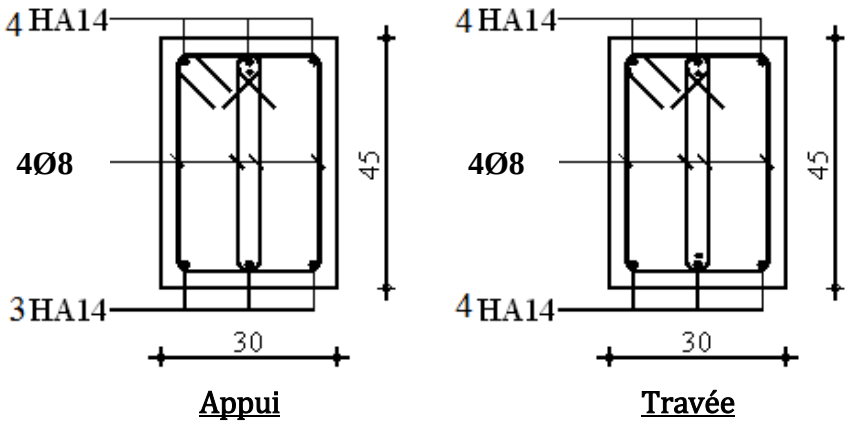


Figure V.2 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires de la terrasse

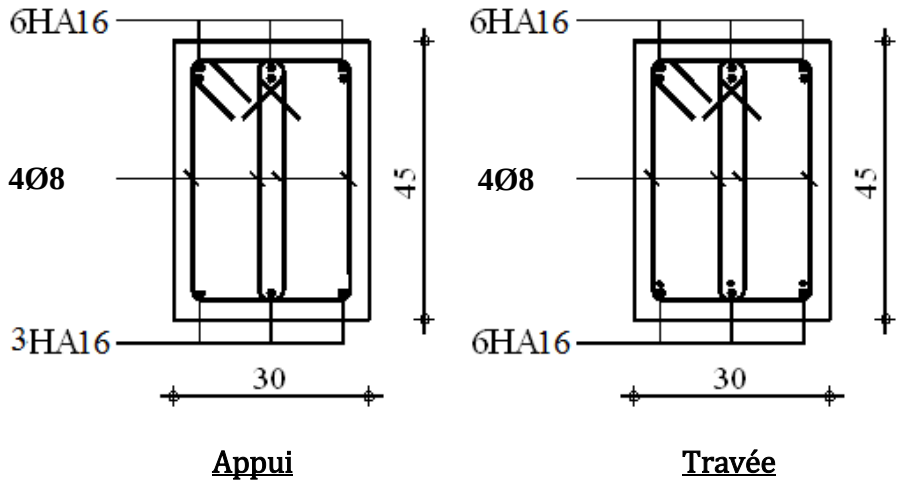


Figure V.3 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires des étages

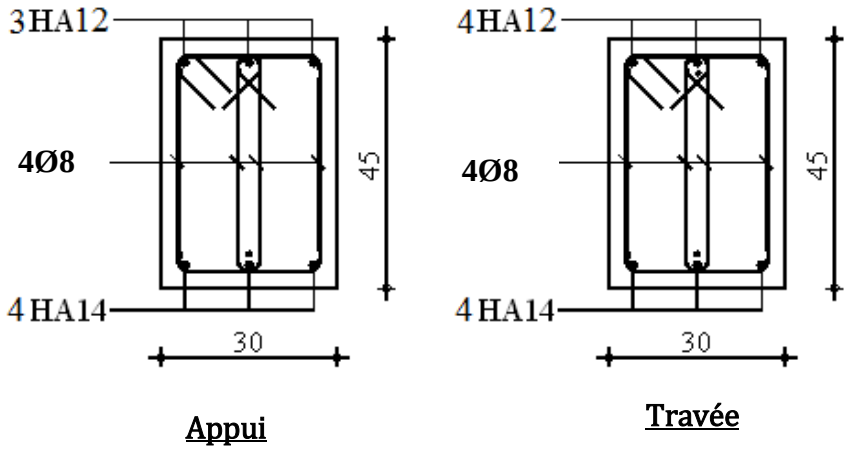


Figure V.4 : Ferraillages des poutres principales de rives de la terrasse

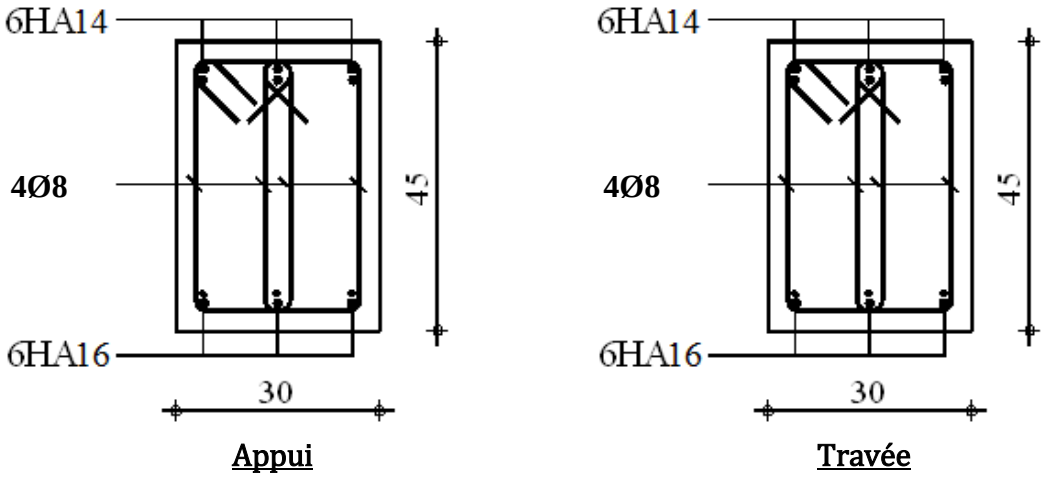


Figure V.5 : Ferraillages des poutres principales de rives des étages

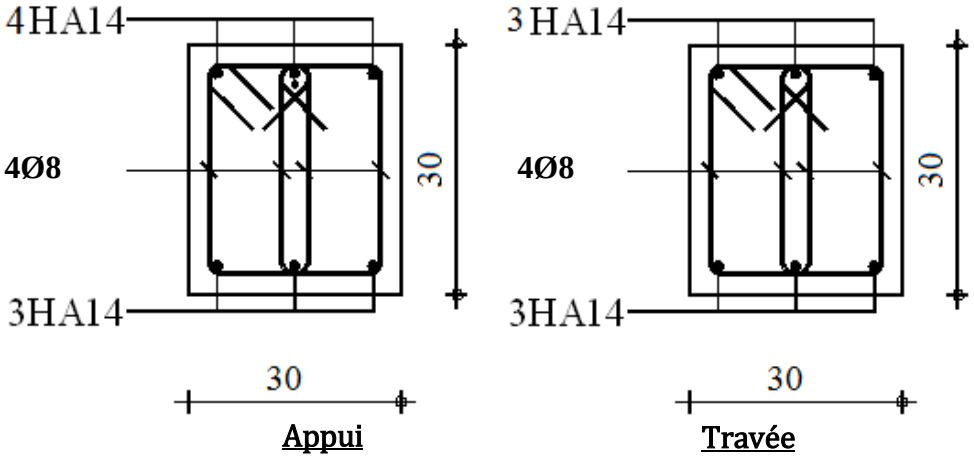


Figure V.6 : Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires de la terrasse

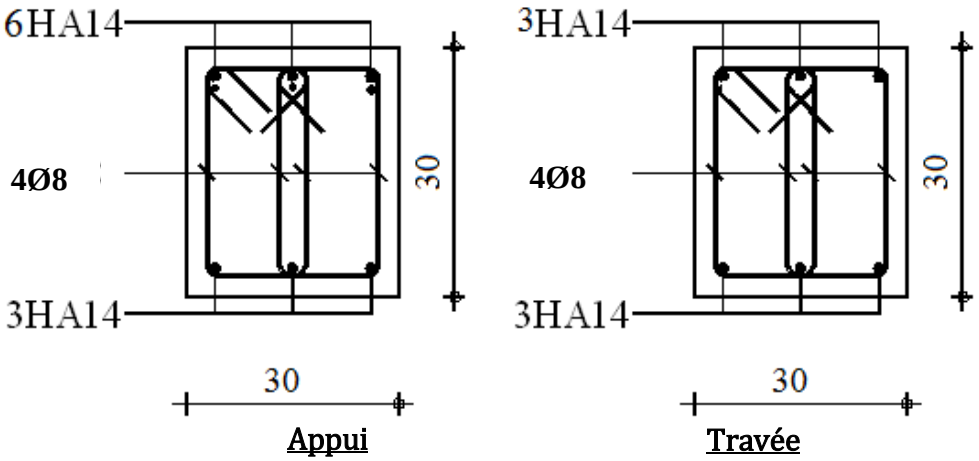


Figure V.7 : Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires des étages

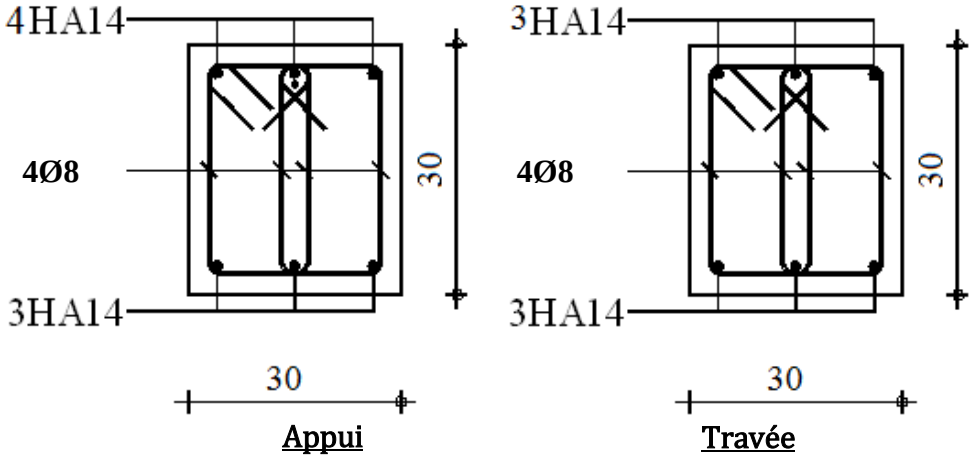


Figure V.8 : Ferraillages des poutres secondaires de rives de la terrasse

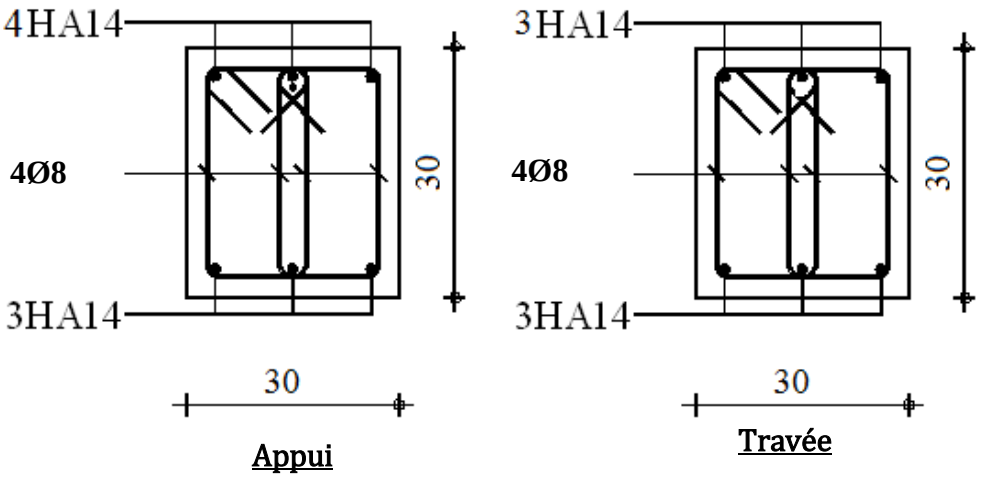


Figure V.9 : Ferraillages des poutres secondaires de rives des étages

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

Tableau V.8 : Calcul de $\bar{\tau}_u$

	poutres de rive	**poutres intermédiaires**
Fissuration	**les fissurations est préjudiciable**	**les fissurations est peu nuisibles**
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\bar{\tau}_u = 3.34\,MPa$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\bar{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tableau V.9 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τu (MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	71,34	1.35G+1.5Q	0,566	3.26	**C.V**
	Etages	145,92	1.35G+1.5Q	1,158	4.34	**C.V**
Rive	Terrasse	35,68	1.35G+1.5Q	0,283	3.26	**C.V**
	Etages	52,44	1.35G+1.5Q	0,416	3.26	**C.V**

Tableau V.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τu (MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	65,1	1.35G+1.5Q	0,789	3.26	**C.V**
	Etages	88,71	1.35G+1.5Q	1,075	4.34	**C.V**
Rive	Terrasse	55,01	1.35G+1.5Q	0,667	3.26	**C.V**
	Etages	**44,14**	**1.35G+1.5Q**	**0,535**	**3.26**	**C.V**

V.2.6. <u>Calcul des armatures transversales</u> :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

D'après **CBA 93** :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

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

Tableau V.11 : Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t cm²	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm²)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm²)
30x30	1,075	34.2	2.01	8	15	1.35	10	20	**4Ø8**
30x45	**1,158**	**166.2**	**2.01**	**10**	**20**	**1.8**	**10**	**20**	**4Ø8**

V.2.7. Vérification de la flèche :

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K*M_0$

- K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.85

Tableau V.12 : Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.09	0.062	C.V	0.09	0.090	C.V	0. 0089	0.0105	**C.V**
PS	**0.074**	**0.062**	**C.V**	**0.074**	**0.098**	**C.V**	**0.0102**	**0.0105**	**C.V**

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

- **Évaluation détaillée de la flèche :** $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{5000}{500} = 10$ mm

Tableau V.13 : Vérifications détaillée de la flèche des poutres.

M (kN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	ß1	σ_s (MPa)	M	λ_i	λ_v
152.51	12.06	22.44	0.0102	0.851	259.97	0.264	1.735	**0.694**
I (cm^4)	**I_{fi} (cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
100868.6	51407.0	75823.0	5.00	2.46	4.97	2.51	10.00	**C.V**

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

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

V.3.1. Détermination des armatures longitudinales ;

A. Recommandations des règlements :

- **Selon le CBA :**

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

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

- **Selon le RPA 99 version 2003 [Art 7.4.2.1] :**

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

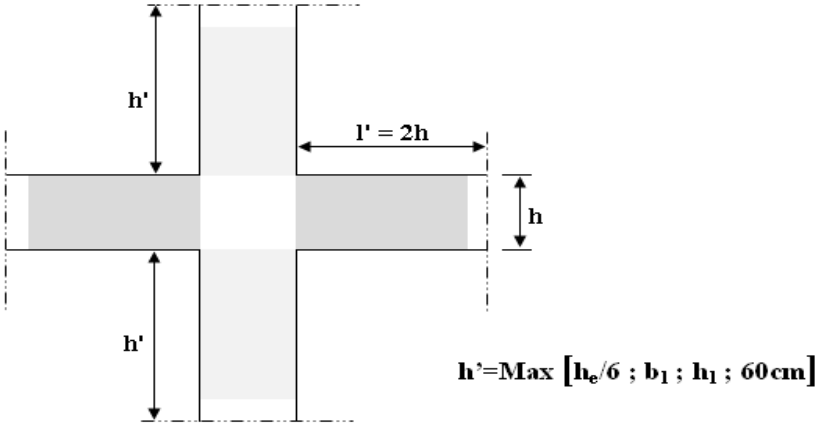


Figure V.10 : Définition de la zone nodale dans les poteaux

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

$$0{,}8\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 4\%$$: En zone courante

$$0{,}8\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$$: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40 Φ en zone IIa
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20cm en zone IIa.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

Avec : h_e est la hauteur d'étage.

A. <u>Sollicitations extrêmes du ferraillage</u> :

❖ les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003 Art [5.2]**

- ✓ G +Q ± E
- ✓ 0,8G ± E
- ✓ G +Q ±1,2

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- M_{max} et son N_{corr}.
- N_{max} et son M_{corr}.
- N_{min} et son M_{corr}.

B. <u>Etat limite de stabilité de forme par CBA93</u> :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_G = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

- e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- e_2 : Excentricités du 2ème ordre due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3 L^2 f (2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

- ✓ $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton
- ✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MuG}{Mu}$
- ✓ MuG : moment permanant de la barre correspond à la sollicitation considérée.
- ✓ L_f : longueur de flambement.
- ✓ H : hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

- e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm]$$

- on doit vérifier que :

$$\frac{lf}{h} \leq \text{Max}\ (15 \text{ et} \frac{20*e1}{h})$$

Tableau V.14 : Corrections des moments dans les poteaux à l'ELU

	Sollic.	valeur	M_{uG} (KN.m)	comb	e_1 (cm)	e_2 (cm)	e_a (cm)	$\frac{lf}{h}$	Max (15et$\frac{20*e1}{h}$)	vérif
Rive 30*30	N_{max}(KN)	454	0.21	1.35G+1.5Q	11.93	1.817	2	7.14	15	C.V
	M_{corr}(KN.m)	5.42								
	M_{max}(KN.m)	49.90	1.09	G+Q+Ex	28.10	1.809	2	7.14	18	C.V
	N_{corr}(KN)	177.55								
	N_{min}(KN)	89.83	0.43	0.8G-Ey	0.055	5.668	2	7.14	15	C.V
	M_{corr}(KN.m)	0.05								
inter 30*30	N_{max}(KN)	470	15.22	1.35G+1.5Q	5.404	2.069	2	7.14	15	C.V
	M_{corr}(KN.m)	25.40								
	M_{max}(KN.m)	42.06	15.22	G+Q+Ex	17.42	1.962	2	7.14	15	C.V
	N_{corr}(KN)	241.36								
	N_{min}(KN)	140.43	8.31	0.8G-Ex	8.324	2.119	2	7.14	15	C.V
	M_{corr}(KN.m)	11.69								
Rive 35*35	N_{max}(KN)	967.92	0.13	1.35G+1.5Q	0.57	1.810	2	6.12	15	C.V
	M_{corr}(KN.m)	5.59								
	M_{max}(KN.m)	66.04	2.34	G+Q+Ex	13.12	1.815	2	6.12	15	C.V
	N_{corr}(KN)	503.17								
	N_{min}(KN)	273.74	0.74	0.8G-Ey	0.073	3.464	2	6.12	15	C.V
	M_{corr}(KN.m)	0.20								
inter 35*35	N_{max}(KN)	1009.89	2.75	1.35G+1.5Q	3.55	2.060	2	6.12	15	C.V
	M_{corr}(KN.m)	35.86								
	M_{max}(KN.m)	60.95	6.54	G+Q+Ex	23.07	1.848	2	6.12	15	C.V
	N_{corr}(KN)	264.16								
	N_{min}(KN)	165.11	11.28	0.8G-Ey	10.30	2.098	2	6.12	15	C.V
	M_{corr}(KN.m)	17.01								
Rive 40*40	N_{max}(KN)	1112.02	0.10	1.35G+1.5Q	0.14	2.438	2	7.14	15	C.V
	M_{corr}(KN.m)	1.54								
	M_{max}(KN.m)	51.86	2.64	G+Q-Ex	8.59	2.430	2	7.14	15	C.V
	N_{corr}(KN)	603.14								
	N_{min}(KN)	477.64	0.91	0.8G-Ey	0.157	3.127	2	7.14	15	C.V
	M_{corr}(KN.m)	0.75								
inter 40*40	N_{max}(KN)	1162.72	17.41	1.35G+1.5Q	1.47	3.006	2	7.14	15	C.V
	M_{corr}(KN.m)	17.20								
	M_{max}(KN.m)	49.15	13.76	G+Q+Ex	4.49	2.567	2	7.14	15	C.V
	N_{corr}(KN)	1093.48								
	N_{min}(KN)	2.41	0.02	0.8G-Ex	0	2.339	2	7.14	15	C.V
	M_{corr}(KN.m)	0.00								

C. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau V.15 : Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux à l'ELU

Section	M_G (kN.m)	N (kN)	Comb.	Sect.	M_1(kN.m)	A(cm²)	A'(cm²)
Rive 30*30	61,490	454	G+Q+Ex	SPC	128,240	1,76	0
	40,655	177,55	G+Q+Ex	SPC	78,848	2,22	0
	6,937	89,83	0.8G-Ey	SPC	18,166	0,53	0
inter 30*30	44,503	470	G+Q+Ex	SPC	103,253	1,52	0
	51,608	241,36	G+Q+Ex	SPC	81,778	0,9	0
	17,474	140,43	G+Q-Ex	SPC	35,028	1,36	0
Rive 35*35	42,392	967,92	G+Q+Ex	SPC	187,580	2,34	0
	65,213	503,17	G+Q+Ex	SPC	160,688	3,94	0
	15,156	273,74	0.8G-Ey	SPC	56,217	1,17	0
inter 35*35	66,848	1009,89	G+Q+Ex	SPC	228,332	3,22	0
	61,105	264,16	0.8G+Ex	SPC	110,729	3,53	0
	23,772	165,11	G+Q+Ex	SPC	48,538	1,92	0
Rive 40*40	50,908	1112,02	G+Q+Ex	SPC	245,512	4,37	0
	68,526	603,14	G+Q-Ex	SPC	184,076	6,41	0
	25,237	477,64	0.8G-Ey	SPC	108,824	2,04	0
inter 40*40	65,299	1162,72	G+Q-Ex	SPC	278,775	7,02	0
	89,036	1093,48	G+Q+Ex	SPC	290,395	7,24	0
	0,106	2,41	0.8G-Ex	SPC	0,528	0,01	0

Tableaux V.16 : Vérification des sections d'armatures longitudinales des poteaux à l'ELU

Section	A_{minCBA} (cm²)	$A_{min\ RPA}$ (cm²)	$A_{max\ RPA}$ (cm²)	$A_{max\ RPA}$ (cm²)	$A_{choisies}$ (cm²)
			Nodale	Courante	
Rive 30*30	0.9	7.2	54	36	8HA12=9.05
inter30*30	0.9	7.2	54	36	8HA12=9.05
Rive 35*35	1.22	9.8	73.5	49	8HA14=12.32
inter 35*35	1.22	9.8	73.5	49	8HA14=12.31
Rive 40*40	1.6	12.8	96	64	8HA16=16.08
inter 40*40	1 .6	12.8	96	64	8HA16=16.08

D. <u>Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93</u> :

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}.

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

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . v_1}{I'_G} \qquad \sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . (v_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

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

Tableau V.17 : Vérification des armatures à ELS des poteaux

Section	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	A (cm^2)	sect	Fissu	σb (MPa)	σs (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Rive 30X30	32,96	325,3	9.05	SPC	Préj.	7,849	154,80	C.V	**C.V**
Inter 30X30	21,74	338,2	9.05	SPC	Peu.	5,177	-	C.V	-
Rive 35X35	42,83	989,17	12.31	SPC	Préj.	6,286	124,90	C.V	**C.V**
Inter 35X35	36,26	721,4	12.31	SPC	Peu.	5,321	-	C.V	-
Rive 40X40	37,6	931,5	15.14	SPC	Préj.	3,708	76,97	C.V	**C.V**
Inter 40X40	**20,36**	**950,86**	**15.14**	**SPC**	**Peu.**	**2,008**	-	**C.V**	-

V.3.2. Détermination des armatures transversales :

A. Calcul de la contrainte de cisaillement τu par CBA93 :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

B. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

❖ **Selon le CBA93** :

Armatures droites (α = 90°)

- Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 : [Art 7.4.3.2]**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d\, f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec :

λ: c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{\ell_f}{i}\\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}}\end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de côté « a », l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

C. <u>Vérification des contraintes tangentielles</u> :

Tableau V.18 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Section	**Comb**	**V_u (kN)**	**τ_u (MPa)**	**λ**	**ρ_d**	**$[\tau_u]$RPA (MPa)**	**$[\tau_u]$CBA (MPa)**	**$\tau_u \leq [\tau_u]$**
30x30	G+Q-Ex	31,67	0,384	24,70	0.075	1.875	4.34	**C.V**
35x35	G+Q-Ex	42,52	0,374	21,18	0.075	1.875	4.34	**C.V**
40x40	G+Q+Ex	56,48	0,377	18,53	0.075	1.875	4.34	**C.V**
40x40 (RDC)	**G+Q+Ex**	**21,41**	**0,143**	**24,70**	**0.075**	**1.875**	**2.50**	**C.V**

D. <u>Calcul des armatures transversales</u> :

❖ **Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3] :**

- $\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$

- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- $S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$ Dans le cas de la flexion composée $K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$
- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
- $\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4$ MPa

❖ **Selon le RPA99 version 2003 : [Art 7.4.2.2]**

$$St = \frac{h \,.\, fe \,.\, At}{\rho . Vu}$$

Avec:

- $A_t = n_t.a_t$
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau
- $\lambda_g = \ell_f/a$

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: $St \leq$ Min $(10\phi_l, 15$ cm) en zone IIa
  - Dans la zone courante: $St \leq 15\ \phi_l$ en zone IIa

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/(S_t * b)$ en % est donnée comme suit : $\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$

Tableau V.19 : Les armatures transversales et leurs espacements

Section	V_u (kN)	A_t (mm^2)	λ_g	ρ	St cal RPA (cm)	Zone	St RPA	St CBA	St finale	Choix
30x30	31.67	2.01	7.14	2.5	30.46	**Cour.**	18	24.3	15 cm	**4Ø8**
						Nod.	12	24.3	10 cm	**4Ø8**
35x35	42.52	2.01	6.12	2.5	26.47	**Cour.**	21	28.8	15cm	**4Ø8**
						Nod.	14	28.8	10 cm	**4Ø8**
40x40	21.41	2.01	5.35	2.5	22.77	**Cour.**	24	29.52	15cm	**4Ø8**
						Nod.	16	29.52	10 cm	**4Ø8**
40x40 RDC	56.48	2.01	7.14	2.5	30.04	**Cour.**	24	29.52	15cm	**4Ø8**
						Nod.	**16**	**29.52**	**10 cm**	**4Ø8**

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale : [1] [Art 7.4.2.2]**

Tableau V.20 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

Section	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}$ (%)	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
30x30	**Cour.**	0.46	**C.V**
	Nod.	0.62	**C.V**
35x35	**Cour.**	0.40	**C.V**
	Nod.	0.55	**C.V**
40x40	**Cour.**	0.35	**C.V**
	Nod.	0.52	**C.V**
RDC 40x40	**Cour.**	0.35	**C.V**
	Nod.	**0.53**	**C.V**

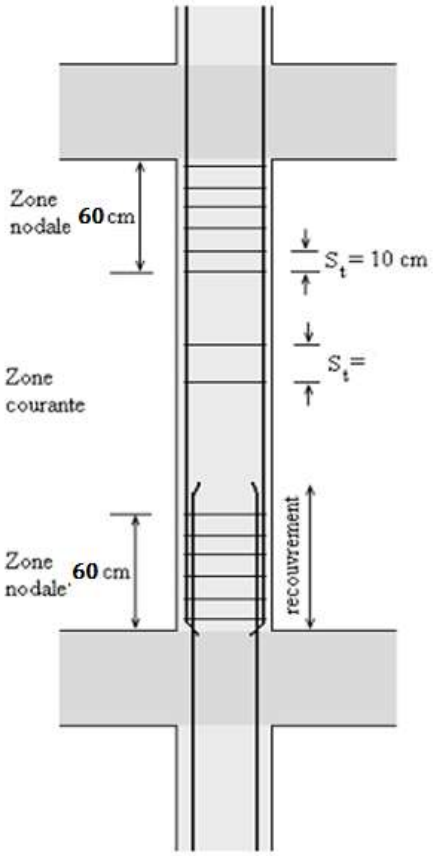


Figure V.11. Disposition des armatures pour les poteaux

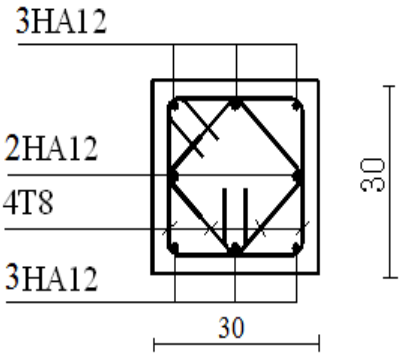


Figure V.12. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 4 et 5

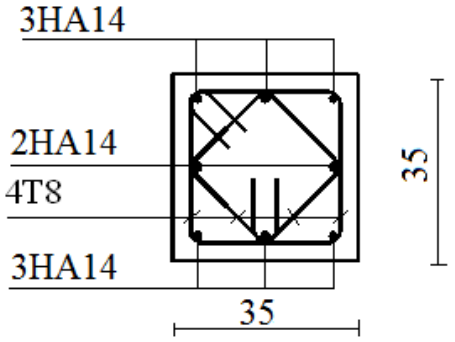


Figure V.13. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 2 ,3

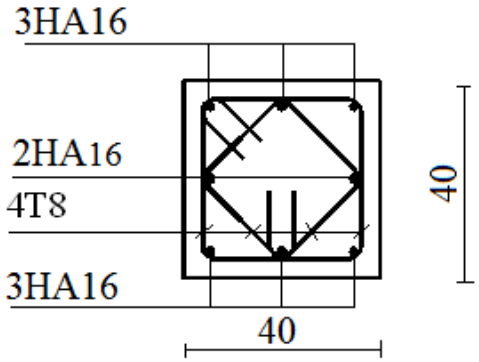


Figure V.14. Ferraillage des poteaux de rive des étages RDC, 1ere étage

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

V.4.1. Introduction :

Dans notre projet, on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V.4.2. Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 Version 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

V.4.3. Prescriptions imposées par RPA99 Version2003 :

A. Aciers verticaux : [1] [Art 7.7.4.1]

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile devra être pris en totalité par les armatures. Leurs pourcentages minimaux valent 0,2% de la section horizontal du béton tendue.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la langueur du voile, cet espacement est au plus égale à 15 cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme du moment).

B. Aciers horizontaux : [1] [Art 7.7.4.2]

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales.

- **Règles communes : [1] [Art 7.7.4.3]**

B.1. Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% ;
- En zone courante 0,10%.

B.2. L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur des deux valeurs suivantes.

- $S \leq 30cm$
- $S \leq 1{,}5.e$

Avec : e : épaisseur du voile

B.3. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mettre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

B.4. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de la l'épaisseur du voile.

B.5. Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

- 40 Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.
- 20 Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

C. Armatures transversales : CBA93

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carré.

V.4.4. Calcul du ferraillage :

V.4.4.1. Ferraillage vertical :

Dans le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales. Le calcul du ferraillage des voiles se fait pour les épaisseurs : e = 20cm et e = 15 cm .

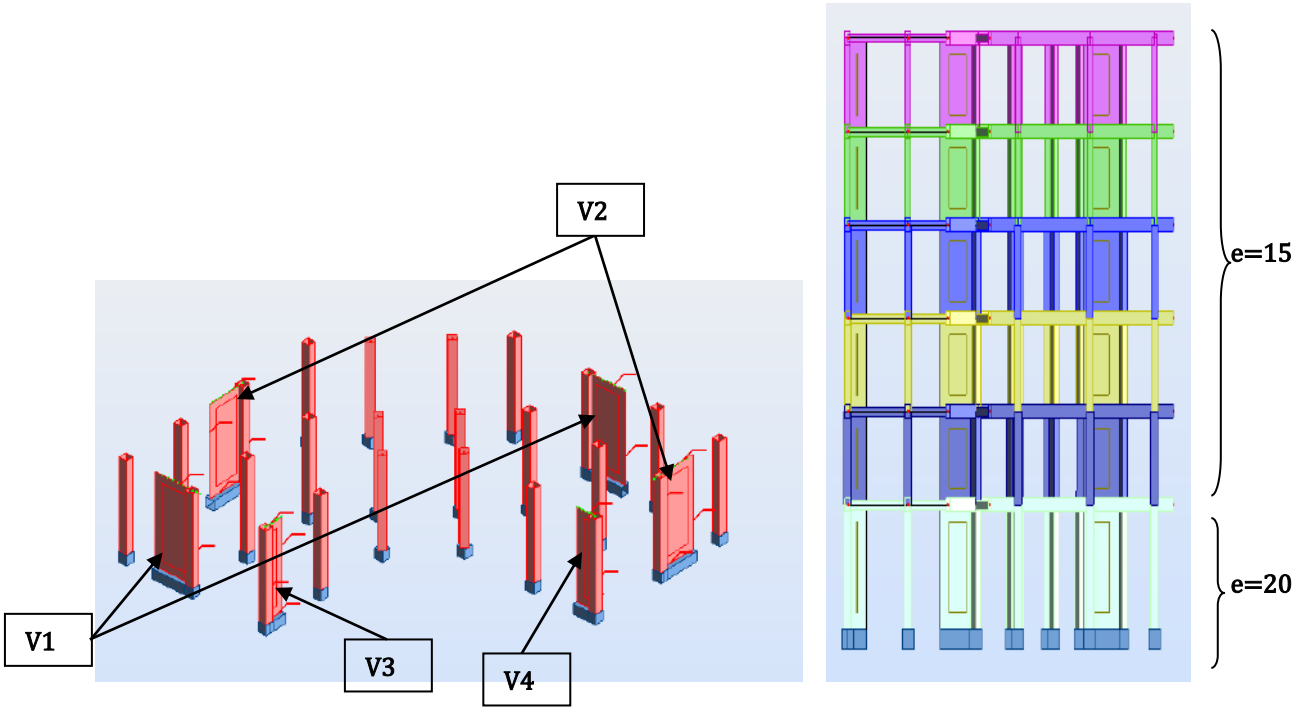


Figure V.15 : Disposition des voiles

A. Méthode de calcul : [6]

Dans ce chapitre nous supposerons que les sollicitations de calcul, et nous étudierons comment les armateurs peuvent être déterminées à partir de la méthode du **NAVIER** : Les éléments de réduction des forces directement appliquées aux voiles sont constituées à un niveau donnée par :

N : l'effort normal.

M : moment de flexion.

T : l'effort tranchant.

Les contraintes sont données par les formules classiques. Soit :

Ω : La section horizontale du voile.

e : son épaisseur.

$\frac{I}{v}$; $\frac{I}{v'}$: Les modules de résistance de cette section.

Les contraintes normales sur les fibres extrêmes sont :

$$\begin{cases} \sigma = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma' = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v'}{I} \end{cases}$$

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

1. Section entièrement tendue (**SET**): σ_1 et $\sigma_2 < 0$

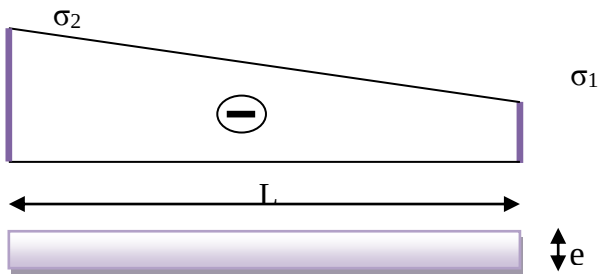


Figure V.16 : Section entièrement tendue

$$A_S = \frac{F}{\sigma_S} \Rightarrow F = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right] x e x L$$

2. Section entièrement comprimée (**SEC**): **σ1** et **σ2 >0**

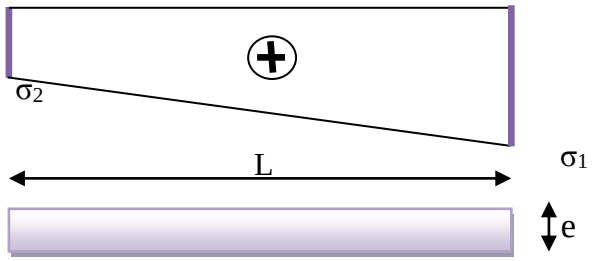


Figure V.17 : Section entièrement comprimée

$$A_{S\min} = 0.15\% \times e \times L$$

3. Section partiellement comprimée (ou partiellement tendue) : **σ1** et **σ2 de signes opposées.**

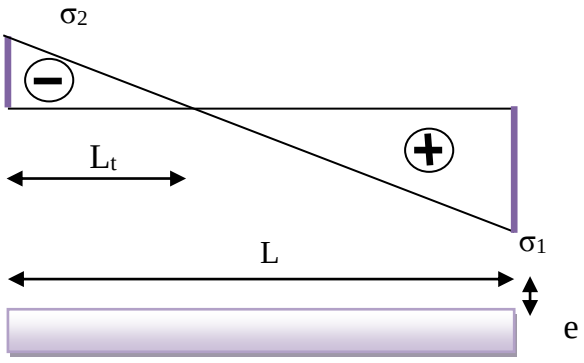


Figure V.18 : Section partiellement comprimée

$$L_t = \left[\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}\right] \times L \Rightarrow F = \frac{\sigma_2 \times L_t \times e}{2} \Rightarrow A_S = \frac{F}{\sigma_S}$$

Tableau V.21 : Les armatures verticales des voiles (V_1,V_2,V_3, V_4)d'épaisseur 20 cm

Épaisseur	**20 (cm)**			
Voile	**V1**	**V2**	**V3**	**V4**
L (m)	2	2	1	1
σ_1 (MPa)	4,97	3,92	1,55	1,41
σ_2 (MPa)	-1,04	-1,05	-1,14	-1,12
Nature	SPC	SPC	SPC	SPC
Lt(m)	0,37	0,43	0,42	0,44
F(KN)	308,97	344,16	352,36	366,70
σ_s (MPa)	400	400	400	400
(A_s /ml)(cm^2)	7,72	8,60	8,81	9,17
(A_s'/ml) (cm^2)	7,72	8,60	8,81	9,17
0.2 % Bt	1,10	1,29	1,26	1,32
A_s /ml ≥ 0.2 % Bt	C.V	C.V	C.V	C.V
A_{min} CBA (cm^2)	2	2	1	1
A_{min} RPA (cm^2)	6	6	3	3
S_t d'about (cm)	10	10	10	10
S_t courante (cm)	20	20	20	20
(2) armatures d'about (cm^2)	12HA10 =9.42 cm^2	12HA10 =9.42 cm^2	4HA12+ 4HA10 =7.66 cm^2	4HA12+ 4HA10 =7.66 cm^2
(2) armatures Courante (cm^2)	14HA10 =10.98 cm^2	14HA10 =10.98 cm^2	6HA10 =4.71 cm^2	6HA10 =4.71 cm^2

Tableau V.22 : Les armatures verticales des voiles (V_1,V_2,V_3, V_4)d'épaisseur 15 cm

Épaisseur	**15 (cm)**			
Voile	**V1**	**V2**	**V3**	**V4**
L (m)	2	2	1	1
σ_1 (MPa)	4,97	3,92	1,55	1,41
σ_2 (MPa)	-1,12	-1,07	-1,12	-1,11
Nature	**SPC**	**SPC**	**Spc**	**SPC**
Lt(m)	0,37	0,43	0,42	0,44
F(KN)	308,97	344,16	352,36	366,70
σ_s (MPa)	400	400	400	400
(A_s /ml)(cm^2)	7,72	8,60	8,81	9,17
($A_{s'}$/ml) (cm^2)	7,72	8,60	8,81	9,17
0.2 $^0/_0$ Bt	1,10	1,29	1,26	1,32
A_s /ml ≥ 0.2 $^0/_0$ Bt	**C.V**	**C.V**	**C.V**	**C.V**
A_{min} CBA (cm^2)	1.5	1.5	0.75	0.75
A_{min} RPA (cm^2)	4.5	4.5	2.25	2.25
S_t d'about (cm)	10	10	10	10
S_t courante (cm)	20	20	20	20
(2) armatures d'about (cm^2)	**12HA10 = 9.42 cm^2**	**12HA10 = 9.42 cm^2**	**4HA12+ 4HA10 = 7.66 cm^2**	**4HA12+ 4HA10 = 7.66 cm^2**
(2) armatures Courante (cm^2)	**14HA10 =10.98 cm^2**	**14HA10 = 10.98 cm^2**	**6HA10 = 4.71 cm^2**	**6HA10 = 4.71 cm^2**

B. <u>Armatures transversales</u> :

Les armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $Ø_t \leq Ø_v$.

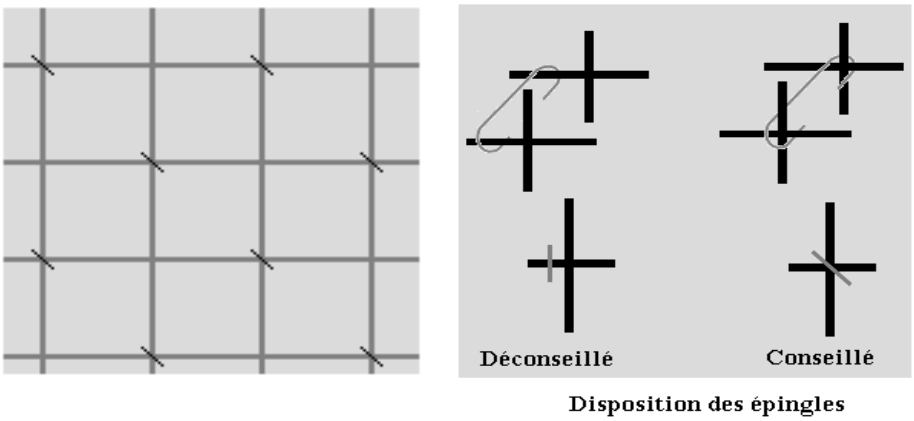


Figure V.19 : Les armatures transversales et les épingles

Pour les deux blocs A et B, toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=65 cm

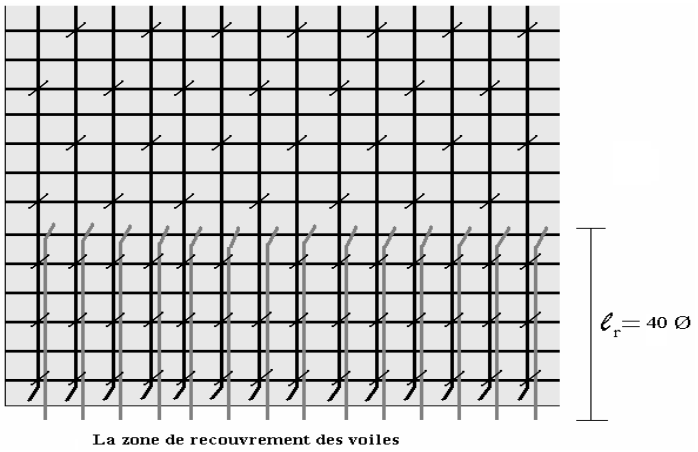


Figure V.20 : La zone de recouvrement des voiles

- **<u>Vérification des voiles à l'effort tranchant</u> : [1] [Art 7.7.4.3]**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \dfrac{1{,}4T_{cal}}{b_0 d}$

Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile d=0.9h

h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0{,}2\, f_{c28}$,Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Tableau V.23 : Vérification a l'effort tranchant des voiles (V_1,V_2,V_3, V_4,V_5)

Voile	Epaisseur (cm)	T(KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}$
V1	17	227,68	0,43	5	**C.V**
	15	205,18	0,70	5	**C.V**
V2	17	228,24	0,44	5	**C.V**
	15	192,66	0,65	5	**C.V**
V3	17	359,6	0,69	5	**C.V**
	15	364	1,23	5	**C.V**
V4	17	363,19	0,69	5	**C.V**
	15	336	1,14	5	**C.V**

V.4.4.2. Ferraillage horizontal :

A. Calcul des armatures horizontales :

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Comme At est connue, alors : $At=2.at=2.\pi\phi_t^2/4=1.00cm^2$, $\phi t=8$ mm.

L'espacement St des aciers horizontaux : $S_t \leq \frac{0.9*A_t*\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a(\tau_u-0.3*f_{t28}*K)}$

- $K=1+3(\sigma_{cm}/ f_{cj})$ en flexion composée avec compression.
- $K=1-10(_{\sigma tm}/ f_{cj})$ en flexion composée avec traction.
- $\sigma_{cm}=N_c/B$, $\sigma_{tm}=N_t/B$ (N_c: effort normal de compression, N: effort normal de traction

  B=L*a : section totale du béton et F_{cj} : contrainte de traction du béton.)

Et on doit vérifier que :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min } [0.9d, 40cm] \textbf{ [2]} \\ St \leq \text{min } (1,5a, 30cm) \textbf{ [1] [Art 7.7.4.3]} \end{cases}$$

Tableau V.24 : Détermination des armatures horizontales

Voile	Ep (cm)	N(KN)	K	St CBA93	St RPA99	St choisis	Ah choisis (cm^2)	Amin =0.15% B	Ah≥ Amin
V1	20	-1773,53	1,43	785.56	30	20.4	**2(20Ø8)** =10.04	9.18	C.V
	15	-927,89	1,40	116.50	20.4	18	**2(17Ø8)** =8.53	6.88	C.V
V2	20	-1648,32	1,40	40	30	20.4	**2(20Ø8)** =10.04	9.18	C.V
	15	-885,37	1,39	574.03	20.4	18	**2(17Ø8)** =8.53	6.88	C.V
V3	20	-756,03	1,19	51.04	30	20.4	**2(20Ø8)** =10.04	9.18	C.V
	15	-423,16	1,18	65.26	20.4	18	**2(17Ø8)** =8.53	6.88	C.V
V4	20	-683,27	1,17	40	30	20.4	**2(20Ø8)** =10.04	9.18	C.V
	15	-460,72	1,20	40	20.4	18	**2(17Ø8)** =8.53	6.88	C.V

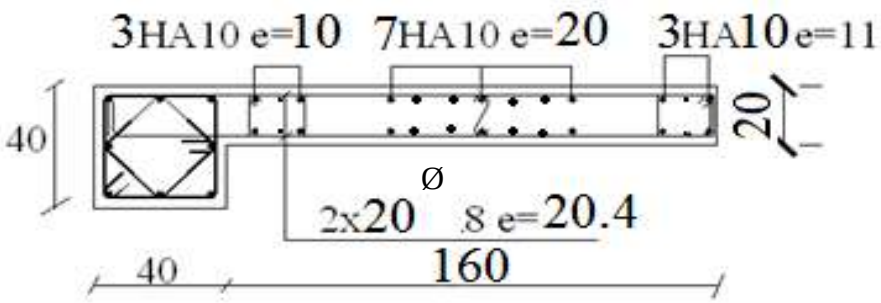


Figure V.21 : Disposition des armatures dans les voiles V_1, V_2 d'épaisseur20cm

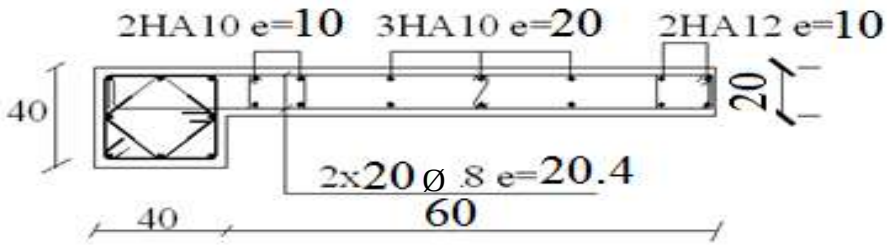


Figure V.22 : Disposition des armatures dans les voiles V_3 ,V_4 d'épaisseur 20cm

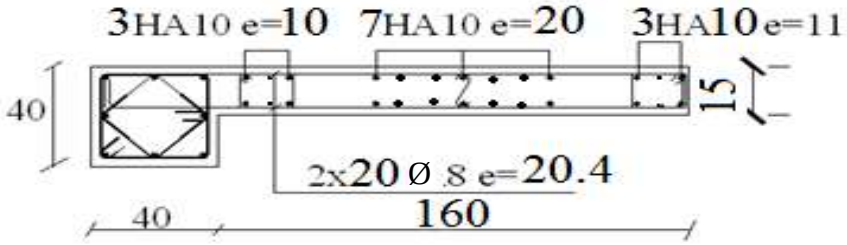


Figure V.23 : Disposition des armatures dans les voiles V_1, V_2, d'épaisseur 15 cm

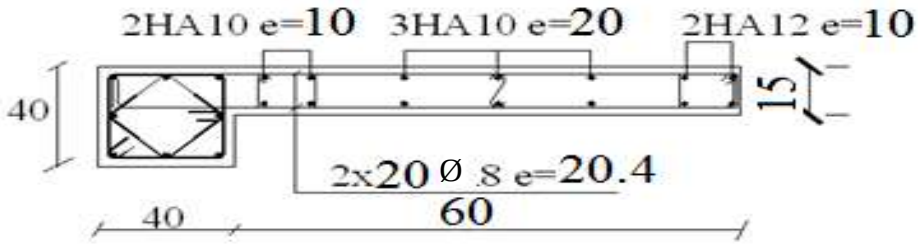


Figure V.24 : Disposition des armatures dans les voiles V_3,V_4 d'épaisseur 15

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. INTRODUCTION :

Une fondation est un ouvrage de transition entre les éléments porteurs de la structure et le 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.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les principales fonctions que doivent remplir les fondations sont :

- Reprendre sans subir de dommages les charges et surcharges ou plus exactement la combinaison de ces dernières amenées par la superstructure.
- Transmettre ces sollicitations au sol (dit de fondation) dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.1.1. Reconnaissance du lieu et du Sol :

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

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- Sol de faible humidité et de moyenne à forte compacité. W%=9.96% ;
- Sol de nature argilo marneuse brunâtre carbonatée ;
- Sol est fortement agressif vis-à-vis du béton ordinaire, le pourcentage de sulfates atteint la valeur 2.331%. Donc il faut utiliser un ciment résistant aux sulfates pour tous les ouvrages en contact avec le sol ;
- Sol est renerme des argiles sensibles à l'eau. Le coefficient de gonflement Cg atteint la valeur 0.096. A cet effet il est recommandé de prendre toutes les dispositions bécessaires qui s'imposent dans ce cas :
    - Canalisations étanches ; avec les elements souples.
    - Éviter les plantations à proximité des blocs.
- Sol de bonne cohésion c=0.10 bars ;
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle ;

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondant à σ_{sol} **= 2.0 bars** avec un ancrage de **1.2m** sous le niveau du sous-sol (+0.34en bloc A et B).

VI.1.2. Choix du Type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

Type d'ouvrage à construire ;

- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation ;
- La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les semelles seront de 3 natures :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes sous voiles.
- Semelles filantes sous poteaux.

Le schéma suivants montre la disposition initiale des semelles :

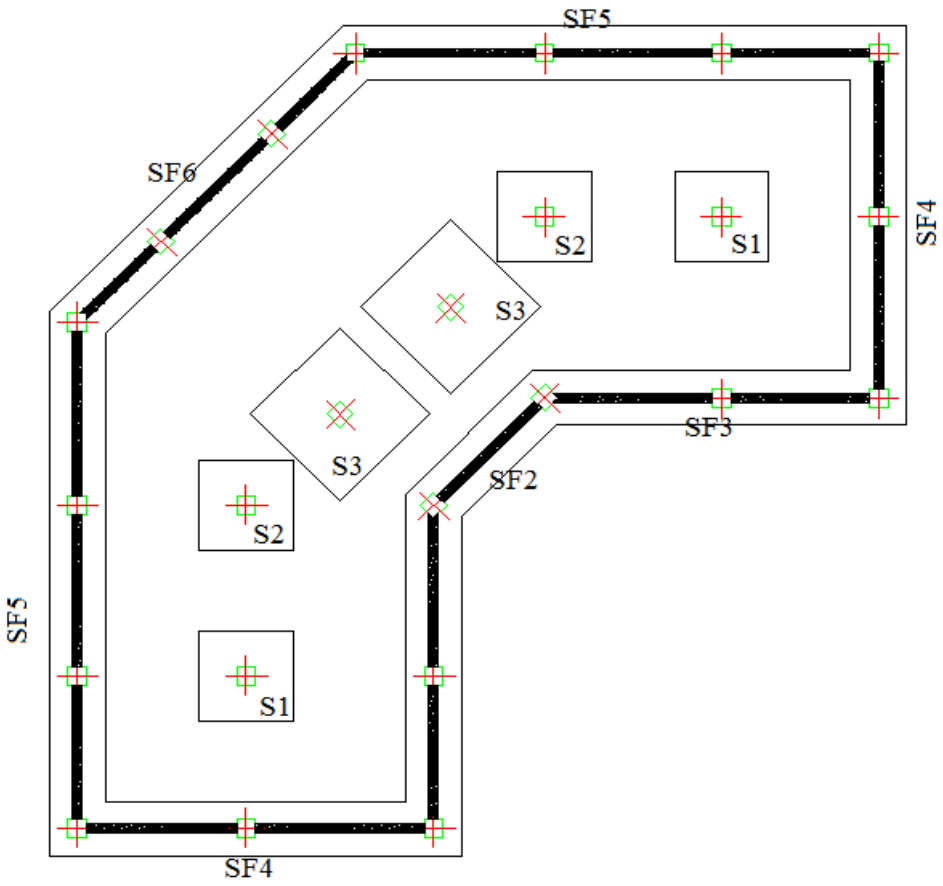


Figure VI.1 : Représentation initiale des semelles

VI.2. CALCUL DES SEMELLES ISOLÉES :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B

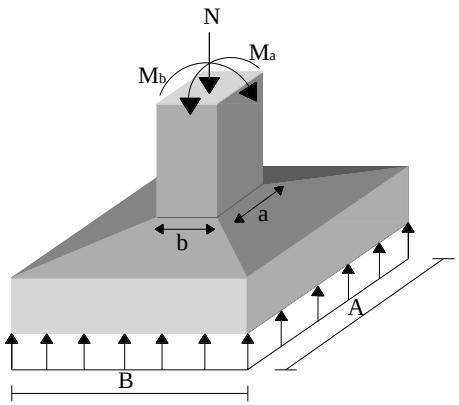


Figure VI.2 : Représentation des semelles isolées sous poteaux

VI.2.1. Dimensionnement des semelles isolées :

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées S_1, S_2, S_3 à l'ELS

N [KN]	A [m]	B [m]	a/b	B [m]	A [m]	B(ad) [cm]	A(ad) [cm]	h(ad) [cm]
708,05	0,4	0,4	1	1,882	1,882	200	200	49,9
844,22	0,4	0,4	1	2,055	2,055	210	210	52,4
1387,64	0,4	0,4	1	2,634	2,634	270	270	67,4

Vérification des contraintes:

La contrainte obtenue sera calculé par la plus défavorables des combinaisons cité ci-dessous:

G + Q + E

0.8 G + E

La contrainte admissible du sol égale : σ sol = 200 MPa

L'excentricité de la résultante des efforts est: $e = \frac{M}{N}$

A. Suivant ox :

e ≤ B/6 ; $\sigma_M = \frac{N}{AB}(1+\frac{6e}{B}) \leq 1.33\,\sigma_{sol}$ Diagramme des contraintes Trapézoïdal

e <= B/6 ; $\sigma_M = \frac{2N}{3A(0{,}5B-e)} \leq 1.33\,\sigma_{sol}$ Diagramme des contraintes Triangulaire

Tableau IV.2 : Vérification de la contraintes pour les semelles S1, S2 et S3 suivant X

Semelle	N [KN]	M/y [KN.m]	B [m]	A [m]	e [m]	B/6 [m]	Diag	σ_M [KN/m²]	1.33 σ_{sol} [KN/m²]	Observ
S1	708	0,27	2	2	0,0004	0,33	Trap	177,20	266	**vérifiée**
S2	844,22	1,31	2.1	2.1	0,0016	0,33	Trap	212,04	266	**vérifiée**
S3	1387,64	19,26	2,7	2,7	0,0139	0,45	Trap	196,22	266	**vérifiée**

B. Suivant oy :

e <= A/6 $\sigma_M = \frac{N}{AB}(1+\frac{6e}{B}) \leq 1.33\,\sigma_{sol}$ Diagramme des contraintes Trapézoïdal

e <= A/6 $\sigma_M = \frac{2N}{3A(0{,}5B-e)} \leq 1.33\,\sigma_{sol}$ Diagramme des contraintes Triangulaire

Tableau IV.3 : vérification de la contraintes pour les semelles S1, S2 et S3 suivant Y

Semelle	N [KN]	M/x [KN.m]	A [m]	B [m]	e [m]	A/6 [m]	Diag	σ_M [KN/m²]	1.33 σ_{sol} [KN/m²]	Observ
S1	708	2,89	2	2	0,00	0,33	Trap	179,17	266	**vérifiée**
S2	844,22	1,63	2	2	0,00	0,33	Trap	212,28	266	**vérifiée**
S3	1387,64	1,68	2,7	2,7	0,00	0,45	Trap	190,86	266	**vérifiée**

Remarque :

D'après le tableau VI.5, on constate un chevauchement entre les semelles S3 et S4. On les remplace alors, par une semelle filante sous deux poteaux.

VI.2.2. Ferraillage des semelles isolées :

On adopte le ferraillage maximal entre l'ELU et l'ELS.

L'espacement est le suivant : $Sa = \frac{B-2(e+\phi b+\frac{\phi a}{2})}{na-1}$; $S_b = \frac{A-2(e+\frac{\phi b}{2})}{nb-1}$

A. ELU :

- **Suivant ox :**

Tableau VI.4 : Calcul du ferraillage des semelles isolées S_1 à l'ELU

Semelle	N [kn]	M/y [kn.m]	ex [m]	B [m]	b [m]	d [m]	N1(x) [Kn]	As ELU// B [cm²]	e0b ELU ≤ A/18
S1	1024,55	0,47	0,0005	2	0,4	0,5	1025,26	20,51	**C.V**

- **Suivant oy :**

Tableau VI.5 : Calcul du ferraillage des semelles isolées S_1 à l'ELU

Semelle	N [kn]	M/x [kn.m]	ey [m]	A [m]	a [m]	d [m]	N1(x) [Kn]	As ELU // A [cm²]	e0a ELU ≤ A/18
S1	1024,55	2,89	0,0028	2	0,4	0,5	1028,89	20,58	**C.V**

B. ELS :

- **Suivant ox :**

Tableau VI.6 : Calcul du ferraillage des semelles isolées S_1 à l'ELS

Semelle	N [kn]	M/y [kn.m]	ex [m]	B [m]	b [m]	d [m]	N1(x) [Kn]	As ELS // B [cm²]	e0b ELS ≤ A/18
S1	708	0,27	0,0004	2	0,4	0,5	708,41	14,17	**C.V**

- **Suivant oy :**

Tableau VI.7 : Calcul du ferraillage des semelles isolées S_1 à l'ELS

Semelle	N [kn]	M/x [kn.m]	ey [m]	A [m]	a [m]	d [m]	N1(x) [Kn]	As ELS // A [cm²]	e0a ELS ≤ A/18
S1	708	2,89	0,0041	2	0,4	0,5	712,34	14,25	**C.V**

Recapitulation:

Tableau VI.8 : Ferraillage final des semelles isolées S_1 et leur espacement

	$A_{a\ final}$ (cm²)	$A_{b\ final}$ (cm²)	S_a(cm)	S_b(cm)
S1	**19HA12**=21.47	**19HA12**=21.47	10	10

✓ Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.835 MPa.

La longueur de scellement égale à : $ls \geq \frac{\emptyset \,.\, fe}{4 \,.\, \tau s} = \frac{1{,}2 \,.\, 400}{4 \,.\, 2{,}835}$ =42.32 cm

Tableau VI.9 : Vérification des longueurs de scellement des semelles isolées S_1

	B(m)	A(m)	A/4 (cm)	Ls (cm)	Ls≥ A/4	A/8 (cm)	A/8≤Ls≤ A/4
S1	2.00	2.00	50	42.32	C.N.V	25	C.V

Conclusion :

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

- Vérification de la stabilité au renversement : **[1] [Art 10.1.5]**

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e= M/N \leq B/4$).

Tableau VI.10 : Vérification de la stabilité au renversement des semelles isolées S_1

S1	**N_{ELU} (kN)**	**$M_{X\ ELU}$ (kN.m)**	**$M_{Y\ ELU}$ (kN.m)**	**e_X(m)**	**e_Y(m)**	**B(m)**	**B/4 (m)**	**e ≤ B/4**
	1024,55	2,89	0,47	0,00046	0,00282	2.00	0.50	C.V

VI.3. CALCUL DES SEMELLES FILANTES :

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

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

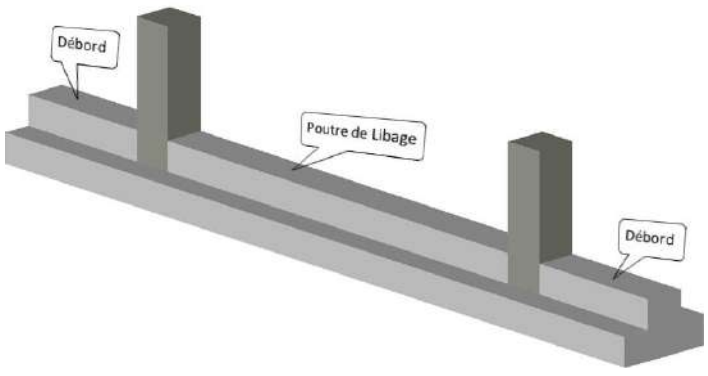


Figure VI.3 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux

VI.3.1. Semelles filantes sous voiles périphériques :

Tableau VI.11 : Dimensionnement des semelles filantes SF1, SF2, SF4, SF5, SF6 sous voiles à l'ELS

	N_{ELS}/ml (kN)	B(m)	A(m)	h(cm)	d_b(cm)
SF2	267,24	1,6	1	40	34.50
SF3	171,28	1	1	30	24.50
SF4	95,04	1	1	30	24.50
SF5	284,12	1,6	1	40	34.50
SF6	160,61	1	1	30	24.50

Tableau VI.12 : Vérification des semelles filantes SF1, SF2, SF4, SF5, SF6 à l'ELU

	N_{ELU}/ml (KN)	$M_{Y\ ELU}$/ml (kN)	e_0<B/6
SF1	375,63	2,17	C.V
SF2	241,10	4,62	C.V
SF4	133,35	1,33	C.V
SF5	398,85	8,01	C.V
SF6	218,24	3,27	C.V

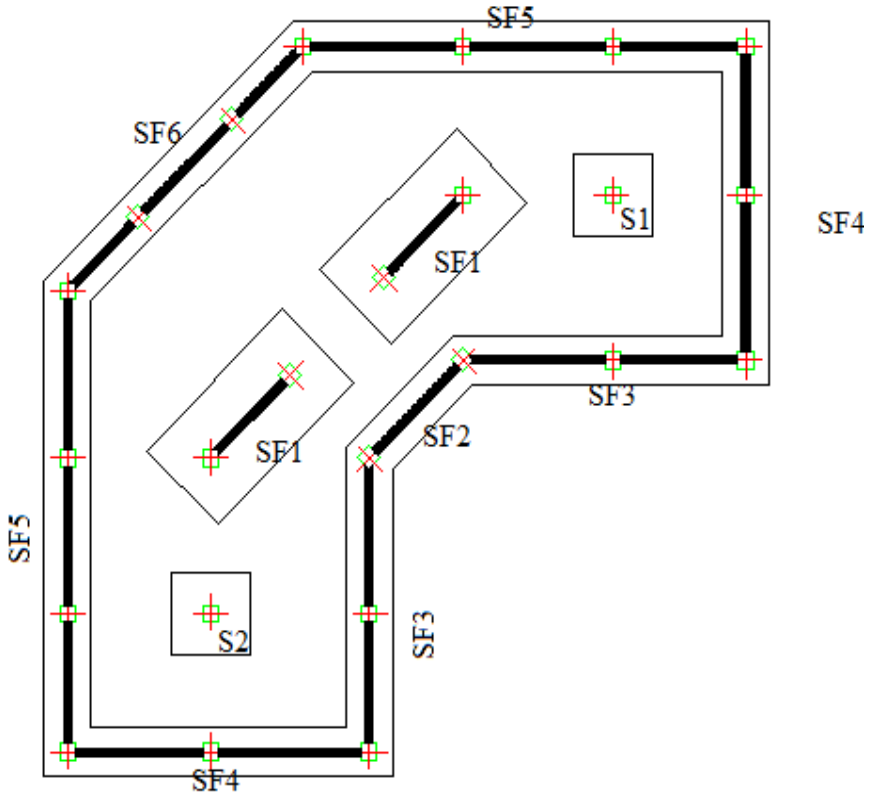


Figure VI.4 : Représentation finale des semelles

Tableau VI.13 : Ferraillage de la semelle filante SF5 à l'ELU

	N(kN)	$e_{0b\ ELU} \leq A/18$	A_b (cm^2)	A_{rep} (cm^2)
SF5	398.85	C.V	7.48	2.99

Tableau VI.14 : Ferraillage de la semelle filante SF5 à l'ELS

	N(kN)	$e_{0b\ ELS} \leq A/18$	A_b (cm^2)	A_{rep} (cm^2)
SF5	284.12	C.V	5.32	2.13

- **<u>Recapitulation</u> :**

Tableau VI.15 : Ferraillage finale de la semelle filante SF5

	$A_{b\ finale}$ (cm^2)	$A_{rep\ finale}$ (cm^2)	S_b(cm)	S_{rep} (cm)
SF5	**10HA10**=7.85	**6HA10**=4.71	9.88	28.8

✓ Vérification des longueurs de scellement :

Tableau VI.16 : Vérification de la longueur de scellement de la semelle filante SF5

	B(m)	A(m)	B/4(cm)	Ls(cm)	Ls≥ B/4
SF5	1.60	1	40	45	C.V

Conclusion :

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbés de 135^0.

Tableau VI.17 : Vérification de la stabilité au renversement de la semelle filante SF5

	N_{ELU} (kN)	M_{ELU} (kN.m)	e(m)	B(m)	B/4 (m)	e ≤B/4
SF5	398,85	8,01	$1,22.10^{-4}$	1.60	0.40	C.V

VI.3.2. Semelles filantes sous poteaux :

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

La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal provenant du poteau. La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux provenant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

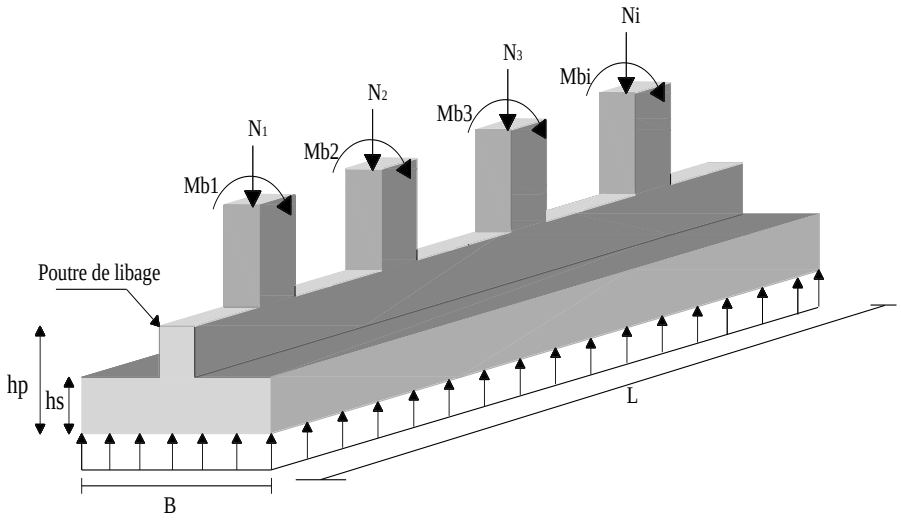


Figure VI.5 : Schémas d'une Semelle filante sous poteaux

VI.3.2.1. Dimensionnement :

a. Transversalement :

La dimension transversale A: $A=\frac{li+li+1}{2}+b.$

b. longitudinalement :

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

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

E : Module d'élasticité du béton (E =$3700\sqrt[3]{fc28} = 10818{,}86$ MPa).

$l\,max$: La plus grande travée dans la fille.

K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).

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

h_p : la hauteur de la poutre de libage $h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}}$

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

Avec :

$\sum Ni$: la somme des efforts normaux.

L : La longueur totale de la poutre de libage

VI.3.2.2. Armatures de peau : [2]

Pour les poutres dépassants une hauteur h_p (avec $h_p \geq 2(80 - f_e/10)$) il y'a un risque d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées,

Dans notre cas on a $h_a \geq 80$ cm(f_e =400 MPa), donc il y'a lieu de prévoir des armatures de peau d'au moins 3cm²/m (fissuration préjudiciable),posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

- Application numérique :

On a une semelle filante sous deux poteaux.

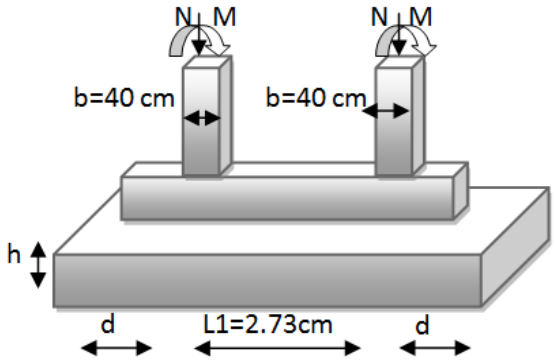


Figure VI.6 : Représentation 3D de la semelle filante sous deux poteaux

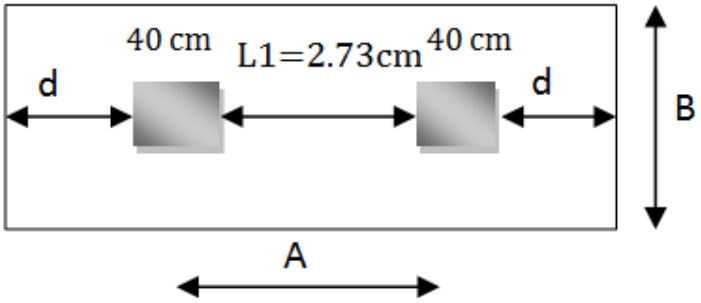


Figure VI.7 : Représentation 2D de la semelle filante sous deux poteaux

A. <u>Transversalement</u> :

Tableau VI.18 : Détermination de la longueur des débords pour la semelle sous deux poteaux

Le(m)	π/4. Le(m)	d(m)	d≤ π/4. Le	π/2. Le(m)	L max	L max≤ π/2. Le
2.43	1.91	1	**C.V**	3.81	3.23	**C.V**

Tableau VI.19 : Dimensionnement de la semelle sous deux poteaux

N_{max}(kN)	M_b(kN.m)	A(m)	B(m)	h(cm)
2231.86	19.26	3.23	2.50	55

N_u = 1943.87 kN ; M_u = 26.94 kN.m

$$N'_u = N_u\left(1+3\frac{e_0}{B}\right) \Rightarrow N'_u = 1976.20\,kN$$

Hauteur utile: $d_b \geq \frac{(B-b)}{4} \Rightarrow d_b = 52.5\,cm$

Hauteur totale: **h = 55 cm**

Hauteur du patin : $\frac{h}{3} \le e \le \frac{h}{2}$ et $e \ge 6\varphi + 6 \Rightarrow$ **e = 25 cm**

$$A_a = \frac{N'_u (B-b)}{8 d_b \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A_b = A_a = 27.10\,cm^2$$

- **Vérification à l'E.L.S:**

La fissuration est considérée préjudiciable.

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\left(\eta f_{c28}\right)^{\frac{1}{2}}\right] = 202\,MPa \quad \text{et} \quad \mathbf{N_{ser} = 844.22\ kN}$$

$$A_{ser} = \frac{N_{ser}(B-b)}{8 d_b \sigma_s} \Rightarrow A_{ser} = 19.94\ cm^2$$

Donc, on adoptera le ferraillage de l'E.L.U, $\mathbf{A_{choisie}}$ **= 19 T 14 = 29.208cm²; esp = 14 cm**

B. <u>Longitudinalement</u> : (POUTRE DE LIBAGE)

La semelle travaille comme une poutre continue (renversée), sous deux poteaux et chargée uniformément par : $q = \frac{N_G}{L}$

$\mathbf{N_G}$: La somme des efforts normaux transmis par les poteaux : N = 2281.36kN.

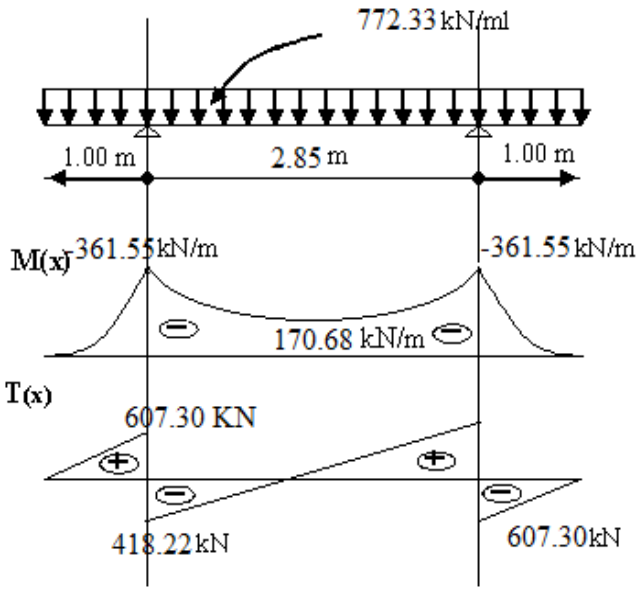


Figure VI.8 : Schéma et diagramme des efforts internes de la semelle filante

VI.3.3. Ferraillage de la poutre de libage à l'ELU :

A. Les armatures principales :

Béton: f_{c28} = 25MPa ; γ_b =1.15 ; σ_{bc} = 18.48MPa ; f_{t28} = 2.1MPa,b = 40 cm ; h = 50cm ;

d = 47 cm.

Acier: FeE400 . Fe = 400 MPa ; γ_s = 1 ; σ_s = 400 MPa.

Tableau VI.20 : Calcul des sections d'acier de la poutre de libage

	M_u kN.m	μ	β	A cm²	A' cm²	A_{min} cm²	A_{adopt} cm²
Aux appuis	-361.65	0.079	0.958	23.29	0	3.15	**13 HA 16 = 24.12**
En travée	-170.68	0.035	0.982	9.26	0	3.15	**5 HA 16 = 10.05**

B. Vérification à l'E.L.S aux appuis et en travée :

Tableau VI.21 : Vérification du ferraillage de la poutre de libage à l'E.L.S

M_{ser} kN.m	A_u cm²	y_1 cm	I_G cm⁴	k N/mm³	σ_b MPa	$\overline{\sigma}_b$ MPa	σ_s MPa	$\overline{\sigma}_s$ MPa	Observ^{t}
-270.77	16.68	22.30	5148009	0.0052	1.17	15	35.27	202	**C.V**
-236.92	**6.63**	**15.14**	**5147043**	**0.0046**	**0.70**	**15**	**35.81**	**202**	**C.V**

C. Vérification de l'effort tranchant : [1]

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \le \overline{\tau}_u$ On doit vérifier que:

MPa (Fissuration préjudiciable) $\overline{\tau_u} = 3.26$ $\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.15 \cdot f_e}{\gamma_b}; 4MPa\right\} \Rightarrow$ Où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{780.25 \times 10^3}{2800 \times 550} = 0.51 MPa \Rightarrow \tau_u = 0.51 MPa < \overline{\tau}_u = 3.26\,MPa \quad \textbf{(C.V)}$$

D'où alors :

- ✓ On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes. Alors on adopte une poutre de libage de (40x55) (cm²), noyée dans la semelle.
- ✓ h_p=70 cm< 80 cm , donc il n'ya pas des armatures de peau .

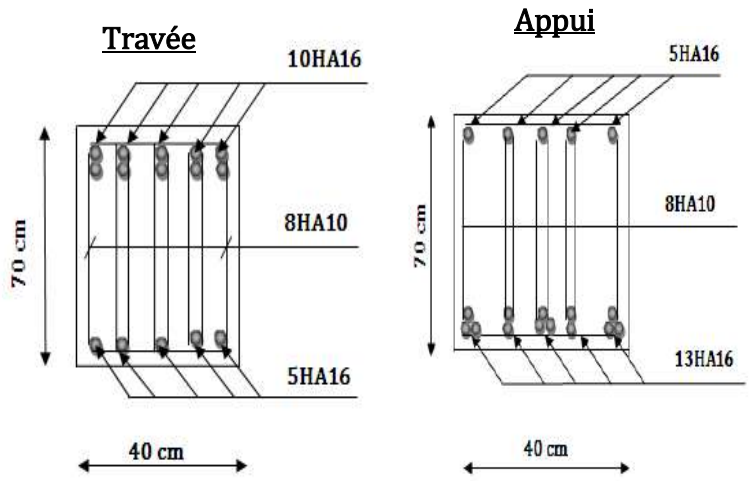


Figure VI.9 : Disposition du ferraillage de la poutre de libage

D. Armatures transversales :

✓ Calcul de l'effort tranchant T_u :

T_u=607,3. x =607,30. 1=607,30 kN

✓ Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :

$$\tau_u = \frac{Tu}{b_0 * d} = \frac{607{,}30 \,.10^3}{400 \,.642} = 2.36\ MPa < [\tau] = 2.5\ MPa \qquad \text{C.V}$$

Tableau VI.22 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement

	CBA 93		**RPA 99 version 2003**			**$A_{t\ choisie}$ et $S_{t\ choisi}$**	
τ_u (MPa)	**A_t (cm^2)**	**S_{nodale} (cm)**	**$S'_{courante}$ (cm)**	**A_t (cm^2)**	**S_{nodale} (cm)**	**$A_t^{choisie}$ (cm^2)**	**S_t^{choisi} (cm)**
2.36	6.28	10	30	3.60	15	8HA10=6.28	15

➢ Vérification de la flèche : **(CBA93)**

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau VI.23 : Vérification de la flèche pour la poutre de libage

	L(m)	h(cm)	h/L	1/16	Vérif.1	Mt/10Mo	Vérif.2	A/bo.d	4.2/fe	Vérif.3
Poutre de libage	5.13	70	0.136	0.0625	C.V	0.059	C.V	0.0102	0.0105	**C.V**

VI.4. ÉTUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE : [1] [Art 10.1.2]

Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondations (les semelles) et le niveau de base.

VI.4.1. Evaluation des charges :

En Plus de la poussée des terres, le voile périphérique subit aussi la charge d'exploitation q=2.5kN/m² qui vient du parking.

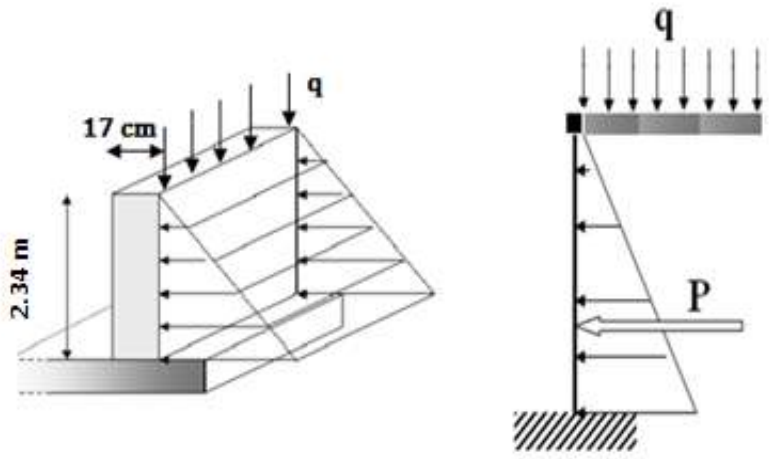


Figure VI.10 : Schéma du chargement qui vient au voile périphérique

A. Charge permanente :

Nous avons :

- un terrain plat ⇒ β=0
- mur droit ⇒ λ=0
- le poids volumique du terrain: γ=18.5 (kN/m^3)
- l'angle de frottement interne : φ=28°

D'après Rankine La poussée des terres P est égale à:

$$\begin{cases} P=1/2\ (k_{\gamma a}.\gamma.h^2) \\ G= k_{\gamma a}\gamma.h \end{cases}$$

Le coefficient de contrainte : $k_{\gamma a}=tg^2\ [(\pi/4)-(\varphi/2)]$

D'où : $k_{\gamma a}$ =0.361

Alors :

$$G= 0.361 * 18.5* 1.20=8.04\ kN/m^2$$

B. <u>Charge d'exploitation</u> :

Nous avons

- $Q=k_q .q$
- $k_q= k_\gamma /\cos (\beta- \lambda)=0.361$

Alors : $Q= 0.361 \times 2.5=0.90 kN/m^2$

C. <u>Combinaisons d'actions</u> :

Nous avons pour les deux blocs **A** et **B**:

- $q_u=1.35G+1.5Q=12.17\ kN/m^2$
- $q_{ser}=G+Q=8.914\ kN/m^2$

Pour une bande de 1m:

- $q_u=12.17$ kN/m□
- $q_{ser}=8.914$ kN/m□

VI.4.2. <u>Ferraillage des voiles périphériques</u> :

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres et la surcharge d'exploitation.

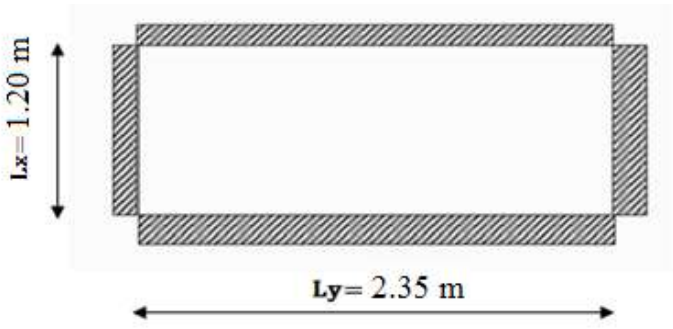


Figure VI.11 : Schéma des dimensions du voile périphérique

$$\rho = \frac{1.20}{3.64} = 0.33 < 0.4 \quad \Rightarrow \quad \text{dalle travaillant suivant une seule direction}$$

En utilisant la méthode forfaitaire, on aura alors :

$M_o = q.l_x^2/8$

$M_t = 0.8\ M_o$

$M_a = M_{b=} - 0.5M_o$

A. <u>Détermination des moments a l'ELU</u> :

$M_o = 2.20$ (kN.m)

$M_t = 1.75$ (kN.m)

$M_a = M_{b=} - 1.10$ (kN.m)

B. <u>Détermination des moments a l'ELS</u> :

$M_o = 1.61$ (kN.m)

$M_t = 1.288$ (kN.m)

$M_a = M_{b=} - 0.805$ (kN.m)

C. <u>Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance en flexion simple</u> :

Tableaux VI.24 : Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU

	Sens	**M (kN.m)**	**d (cm)**	**A calcul (cm^2)**	**$A_{min\ RPA}$ (cm^2)**	**$A_{min}/2$ (cm^2)**	**A calcul ≥ $A_{min}/2$**
Travée	X	1.75	17	3.08	1.70	0.85	C.V
Appui	X	1.10	17	1.86	1.70	0.85	C.V

	A final/2(cm^2)	**A final(cm^2)**	**A rep(cm^2)**	**A rep final(cm^2)**
Travée	**4HA12**=4.52	**8HA12**=9.04	2.26	**6HA10**=4.71
Appui	**4HA12**=4.52	**8HA12**=9.04	2.26	**6HA10**=4.71

D. <u>Vérification des contraintes à l'ELS</u> :

Tableau VI.25 : Vérifications des armatures du voile périphérique

	Sens	**A_{ELU} (cm^2)**	**M_{ser} (kN.m)**	**σ_s (MPa)**	**σ_b (MPa)**	**$\sigma_s \leq [\sigma_s]$**	**$\sigma_b \leq [\sigma_b]$**
Travée	**X**	4.52	1.28	105.33	2.12	**C.V**	**C.V**
Appui	**X**	4.52	0.805	92.18	1.37	**C.V**	**C.V**

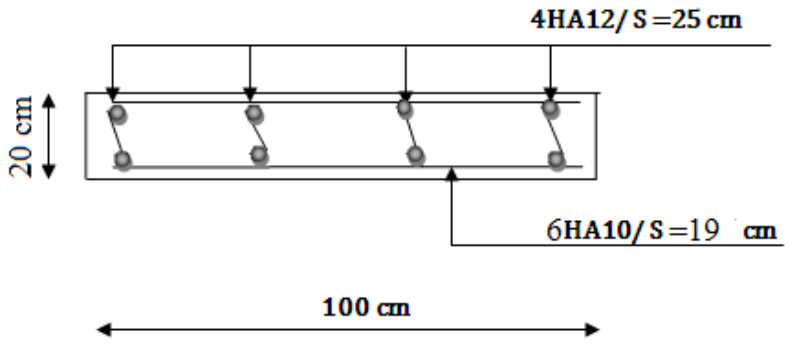


Figure VI.12 : Disposition de ferraillage du voile périphérique

E. <u>Vérification de la contrainte de cisaillement</u> :

Suivant X on a :

$Vx=q.l_x/2 = 12.17*1.20/2 =7.302$ kN

Et on vérifie :

$$\tau_u=\frac{Vx}{b_0 .d}=\frac{7.302*10^3}{1000*170}=0.043MPa \leq \frac{0.07\ fc28}{\gamma b}=1.16\ MPa \qquad (C.V)$$

VI.5. <u>LES LONGRINES</u> :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol et qui relient des fondations superficielles, leur rôle est de transmettre les efforts de traction ou de compression pouvant exister entre les fondations, elles peuvent également jouer le rôle de poutre pour reprendre des charges verticales ou des moments.

VI.5.1. <u>Prédimensionnement</u> : RPA99 version 2003 [Art 10.1.1.b]

Pour un sol de fondation de catégorie (S_2) et (S_3), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 x 30) cm².

On adopte une section de: (b x h) = (30 x 40) cm².

VI.5.2. Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à: $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\ kN$.

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

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

Dans notre cas : α = 10 **(**zone: IIb; site: S_3)

Tableau VI.26 : Valeurs de α

site	zone I	zone IIa	zone IIb et III
S_3	15	12	**10**

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{1785.95}{12} = 148.82\ kN$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1016.33}{12} = 84.69\ kN$$

VI.5.3. Ferraillage :

A. État Limite Ultime :

Les armatures longitudinales sont données par : $A_u \geq \frac{N}{10\sigma_s}$

Le résultat obtenu est :

$N_u = 1613{,}37KN$; $A_u \geq 10.75cm^2$

- ***Condition de non fragilité* : *(CBA 93)***

$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ Le résultat obtenu est : $A \geq 6.30cm^2$

B. État Limite Service :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ti}}\right] = 202MPa$$

Le résultat obtenu est:

$N_{ser} = 1150{,}86KN$; $A_{ser} = 7.67cm^2$

C. <u>Section minimale donnée par le RPA 99VERSION 2003</u> :

$A_r \geq 0.6\%B$

Le résultat obtenu est: $A_r = 7.20cm^2$

***<u>Résultats</u>* :**

$A = \max\left[A_u\ , A_{ser}\ ,\ A_{RPA}\ ,\ A_{CBA}\ \right] = 10.75cm^2$

On adopte **:** $A = 8T14 = 12.31cm^2$

D. <u>Armatures transversales</u> :

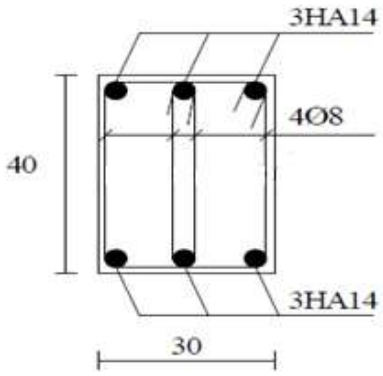
$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.67\ mm$$

On adopte : $\varphi_t = 8\,mm$

E. <u>Espacement</u> :

$$S_t \leq \min\left[20cm; 15\varphi_l\right] = \min\left[20cm; 21cm\right]$$

On adopte: $S_t = 15cm$.



.

Figure VI.13 : Ferraillage des longrines

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires ,de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.

Bibliographie

Documents réglementaires :

📖 [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

📖 [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

📖 [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Manuels techniques :

📖 [4] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

📖 [5] : Formulaire de béton armé. DAVIDOVICI VICTOR.

📖 [6] : Stabilité des voiles et des fondations. « ALBIGES et GOULET ».

📖 [7] : Technologie du bâtiment – gros œuvre « les éléments porteurs horizontaux »

Logiciels :

- ROBOT version 2010 français
- ROBOT EXPERT 2010 français
- AUTO CAD 2009 français