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

UNIVERSITE Dr. YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la Matière
Filière Génie Civil

Mémoire de Fin d'Etudes pour l'obtention du diplôme de master(L**M**D)
En Génie Civil
Option : Construction et Matériaux.

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT EN R+6
A USAGE D'HABITATION.

Proposé par :
B.E.T : NECHAD RABEH

Dirigé par :
D^{r} : MENAA LAZAZI
M^{r} : BOUDINA ABDELLAH

Etudié par :
- M^{r} : MESSILI M^{ED} TAYEB EL AMIN
- M^{r} : BOUAHMED SID ALI

Juin 2012

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

UNIVERSITE Dr. YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la Matière
Filière Génie Civil

Mémoire de Fin d'Etudes pour l'obtention du diplôme de master(L**M**D)
En Génie Civil
Option : Construction et Matériaux.

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT EN R+6
A USAGE D'HABITATION.

Proposé par :
B.E.T : NECHAD RABEH

Dirigé par :
D^{r} : MENAA LAZAZI
M^{r} : BOUDINA ABDELLAH

Etudié par :
- M^{r} : MESSILI M^{ED} TAYEB EL AMIN
- M^{r} : BOUAHMED SID ALI

Juin 2012

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 donnés du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre Co-promoteur « BOUDINA Abdallah » et notre promoteur « Dr MENAA Lazazi » pour l'encadrement de ce mémoire pour leurs aides, leurs patiences et la confiance qu'elle nous a accordés.

Nous tenons à remercier : les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants de département de génie civil de l'université de MEDEA, et tous les enseignants qui ont participé à notre formation.

Encore des remerciements à B.E.T « NACHAD RABEH », B.E.T « HAMIDI MAHFOUD » et B.E.T « ARCHI 2000 » pour les divers discussions et conseils enrichissants.

Nous remercions l'ingénieur : « BOUKHATEM AMINE » pour des multiples raisons.

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

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 donnés du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre Co-promoteur « BOUDINA Abdallah » et notre promoteur « Dr MENAA Lazazi » pour l'encadrement de ce mémoire pour leurs aides, leurs patiences et la confiance qu'elle nous a accordés.

Nous tenons à remercier : les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants de département de génie civil de l'université de MEDEA, et tous les enseignants qui ont participé à notre formation.

Encore des remerciements à B.E.T « NACHAD RABEH », B.E.T « HAMIDI MAHFOUD » et B.E.T « ARCHI 2000 » pour les divers discussions et conseils enrichissants.

Nous remercions l'ingénieur : « BOUKHATEM AMINE » pour des multiples raisons.

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

Dédicace

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

A la mémoire de mon grand père Ali KRICHI ALLAH YERHMO.

A mes chère parents « KADDOUR et NADJIA » que dieu nous les garde et préserve.

A mes grandes mères et mon grand père : ZOHRA ; YEMNA et MOHAMED que je les souhaite une longue vie.

A mes chères sœurs LEILA et ICHRAK.

A toute ma familles « BOUAHMED ET YAHIAOUI » sans exception surtout mon oncle MOURAD ET YOUCEF.

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

A mes amies « SERAHANE, ALILOU, DAHMANE, MOHAMED ET BILAL.

A toutes mes camarades de la promotion 2011/2012.

SIDALI

Dédicace

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

A la mémoire de mon grand père Ali KRICHI ALLAH YERHMO.

A mes chère parents « KADDOUR et NADJIA » que dieu nous les garde et préserve.

A mes grandes mères et mon grand père : ZOHRA ; YEMNA et MOHAMED que je les souhaite une longue vie.

A mes chères sœurs LEILA et ICHRAK.

A toute ma familles « BOUAHMED ET YAHIAOUI » sans exception surtout mon oncle MOURAD ET YOUCEF.

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

A mes amies « SERAHANE, ALILOU, DAHMANE, MOHAMED ET BILAL.

A toutes mes camarades de la promotion 2011/2012.

SIDALI

Sommaire

Introduction générale : 1
I/ introduction : 2
I.1/ Destination : 2
I.2/ Caractéristique géométriques de l'ouvrage : 2
I.3 /Caractéristique mécaniques des matériaux : 3
I.4. Principe de calcul du C.B.A.93 : 5
II/Prédimensionnement : 8
II.1/ Prédimensionnement du plancher : 8
II.1.a) plancher à corps creux : 8
II.1.b/ dalle pleine : 8
II.2/ Evaluation des charges et surcharges : 9
II.2.1/plancher terrasse 9
II.2.2/ Plancher courant 10
II.2.3/ Balcon 11
II.2.4/ Maçonnerie : 12
II.3) prédimensionnement des poutres : 13
II.3.1)poutres principales : 13
II.3.2) poutres secondaires : 14
II.4) Prédimensionnement des Poteaux : 15
II-5- prédimensionnement des voiles : 20
III /calcul des éléments secondaire : 22
III .1- L'ACROTÈRE: 22
II- 1-1- Évaluation des Charges et surcharges: 22
III- 1-2- Calcul des efforts: 22
III- 1-3- Calcul du ferraillage: 22
III- 1-4- Vérification à l'E.L.S: 24
III- 1-5- Vérification de l'effort tranchant 26
III- 1-6- Vérification de l'acrotère au séisme 26
III.2/ Calcul des dalles pleines: 28
III.2.1/ Définition: 28
III.2.2/ Méthode de calcul: 28
III.2.3/On a 3 types de dalles pleins : 28
III.3. PLANCHERS A CORPS CREUX : 37
III. 3.1. Calcul des poutrelles: 37
A- Etape 1: 37
III- 3-2- Evaluation des charges et surcharges: 37
III. 3.3. Calcul des étaiements: 38
Deuxième étape : après le coulage de la table de compression : 40
a) Méthode de calcul : 40
III. 3.4/ Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression : 43
III- 3-5/Ferraillage de la dalle de compression: [1] 58
III.4 Escalier : 60
II.4.1 Introduction : 60

III.4.2 Terminologie : 60
III- 4.3.Dimensionnement: 61
III- 4.4.Evaluation des charges et surcharges: 63
III.4.5.Détermination des efforts: 63
III.4.6 Calcul du ferraillage : 65
III.4.7. Vérification à l'E.L.S: 66
III.4.8Vérification de la flèche 67
III.4.9 Calcul de la poutre palière : 68
IV/ etude dynamique 73
IV -2- CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE 73
IV-2-1-Centre de masse 73
IV-2-2- Centre de rigidité (torsion) 73
IV-2-3- Excentricité statique: 79
IV-2-4- Excentricité accidentelle 79
IV-3- MODELISATION DE LA STRUCTURE 80
IV-3-1- Introduction 80
IV- 3-2- Modélisation 80
1er modèle 80
2éme modèle 86
IV-4- ETUDE SISMIQUE 92
IV-4-1- Méthode de calcul sismique 92
IV-4-2- Détermination de la force sismique 92
IV-4-3- Vérification de la résultante des forces sismiques vis-à-vis du RPA 99 93
IV-4-4- Vérification de la stabilité au renversement 95
V/Calcul du ferraillage 96
V-1- INTRODUCTION 96
V-2-LES COMBINAISONS DES CHARGES 96
V-3- RECOMMANDATIONS DES REGLEMENTS 96
V-4- FERRAILLAGE DES POUTRES 97
V-4-1- Vérification des contraintes 99
V-4-2- Vérification des contraintes de cisaillement 101
V-4-3- Calcul des armatures transversales 103
V-4-4- Vérification de la flèche 104
V-5- FERRAILLAGE DES POTEAUX 106
V-5-1- Introduction 106
V-5-2- Etat limite ultime de stabilité de forme 107
V-5-3- Recommandations des règlements 107
V-5-4- Détermination des sections d'acier 108
V-5-5- Vérification à l'E.L.S 109
V-5-6- Justification des poteaux sous sollicitations d'effort tranchant 111
V-5-7- Armatures transversales 113
V-6- FERRAILLAGE DES VOILES 113
V-6-1- Les voiles pleins 113
V-6-2Voile avec ouverture 118
VI /Calcul des fondations 124
VI-1- introduction 124

VI -2-Reconnaissance du sol (contrainte admissible) 124
VI-3- CHOIX DU TYPE DE FONDATIN 125
VI-4- calcul des fondations 125
VI-4-1- Semelle isolée sous poteau carré " S1 " 125
VI-4-2- Semelle filante sous deux poteaux " Sf ": 127
VI-4-3- Semelle carré sous deux poteaux et voile " S3 " 131
VI-5- verication du poiconnement 134
VI-6- verification au renversement 134
VI-7- les longrines 135

Sommaire

Introduction générale : 1
I/ introduction : 2
I.1/ Destination : 2
I.2/ Caractéristique géométriques de l'ouvrage : 2
I.3 /Caractéristique mécaniques des matériaux : 3
I.4. Principe de calcul du C.B.A.93 : 5
II/Prédimensionnement : 8
II.1/ Prédimensionnement du plancher : 8
II.1.a) plancher à corps creux : 8
II.1.b/ dalle pleine : 8
II.2/ Evaluation des charges et surcharges : 9
II.2.1/plancher terrasse 9
II.2.2/ Plancher courant 10
II.2.3/ Balcon 11
II.2.4/ Maçonnerie : 12
II.3) prédimensionnement des poutres : 13
II.3.1)poutres principales : 13
II.3.2) poutres secondaires : 14
II.4) Prédimensionnement des Poteaux : 15
II-5- prédimensionnement des voiles : 20
III /calcul des éléments secondaire : 22
III .1- L'ACROTÈRE: 22
II- 1-1- Évaluation des Charges et surcharges: 22
III- 1-2- Calcul des efforts: 22
III- 1-3- Calcul du ferraillage: 22
III- 1-4- Vérification à l'E.L.S: 24
III- 1-5- Vérification de l'effort tranchant 26
III- 1-6- Vérification de l'acrotère au séisme 26
III.2/ Calcul des dalles pleines: 28
III.2.1/ Définition: 28
III.2.2/ Méthode de calcul: 28
III.2.3/On a 3 types de dalles pleins : 28
III.3. PLANCHERS A CORPS CREUX : 37
III. 3.1. Calcul des poutrelles: 37
A- Etape 1: 37
III- 3-2- Evaluation des charges et surcharges: 37
III. 3.3. Calcul des étaiements: 38
Deuxième étape : après le coulage de la table de compression : 40
a) Méthode de calcul : 40
III. 3.4/ Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression : 43
III- 3-5/Ferraillage de la dalle de compression: [1] 58
III.4 Escalier : 60
II.4.1 Introduction : 60

III.4.2 Terminologie : 60
III- 4.3.Dimensionnement: 61
III- 4.4.Evaluation des charges et surcharges: 63
III.4.5.Détermination des efforts: 63
III.4.6 Calcul du ferraillage : 65
III.4.7. Vérification à l'E.L.S: 66
III.4.8Vérification de la flèche 67
III.4.9 Calcul de la poutre palière : 68
IV/ etude dynamique 73
IV -2- CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE 73
IV-2-1-Centre de masse 73
IV-2-2- Centre de rigidité (torsion) 73
IV-2-3- Excentricité statique: 79
IV-2-4- Excentricité accidentelle 79
IV-3- MODELISATION DE LA STRUCTURE 80
IV-3-1- Introduction 80
IV- 3-2- Modélisation 80
1er modèle 80
2éme modèle 86
IV-4- ETUDE SISMIQUE 92
IV-4-1- Méthode de calcul sismique 92
IV-4-2- Détermination de la force sismique 92
IV-4-3- Vérification de la résultante des forces sismiques vis-à-vis du RPA 99 93
IV-4-4- Vérification de la stabilité au renversement 95
V/Calcul du ferraillage 96
V-1- INTRODUCTION 96
V-2-LES COMBINAISONS DES CHARGES 96
V-3- RECOMMANDATIONS DES REGLEMENTS 96
V-4- FERRAILLAGE DES POUTRES 97
V-4-1- Vérification des contraintes 99
V-4-2- Vérification des contraintes de cisaillement 101
V-4-3- Calcul des armatures transversales 103
V-4-4- Vérification de la flèche 104
V-5- FERRAILLAGE DES POTEAUX 106
V-5-1- Introduction 106
V-5-2- Etat limite ultime de stabilité de forme 107
V-5-3- Recommandations des règlements 107
V-5-4- Détermination des sections d'acier 108
V-5-5- Vérification à l'E.L.S 109
V-5-6- Justification des poteaux sous sollicitations d'effort tranchant 111
V-5-7- Armatures transversales 113
V-6- FERRAILLAGE DES VOILES 113
V-6-1- Les voiles pleins 113
V-6-2Voile avec ouverture 118
VI /Calcul des fondations 124
VI-1- introduction 124

VI -2-Reconnaissance du sol (contrainte admissible) 124
VI-3- CHOIX DU TYPE DE FONDATIN 125
VI-4- calcul des fondations 125
VI-4-1- Semelle isolée sous poteau carré " S1 " 125
VI-4-2- Semelle filante sous deux poteaux " Sf ": 127
VI-4-3- Semelle carré sous deux poteaux et voile " S3 " 131
VI-5- verication du poiconnement 134
VI-6- verification au renversement 134
VI-7- les longrines 135

ملخص

هذا المشروع يهدف إلي دراسة وهيكلة بناية من الخرسانة المسلحة، ذات استعمال سكني، تتألف من ستة طوابق بالإضافة إلي الطابق الأرضي تقع هذه البناية في ولاية الجلفة وهي مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **I**.

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة ومحققة بواسطة هيكل مقاومة مختلط (عارضات وأعمدة + جدران خرسانية مسلحة).

قياس الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر **RPA99 ;CBA93**

الدراسة الديناميكية للبناية تمت وفق باستعمال برنامج **ROBOT 2010**

أخيرا قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات وفقا لتوصيات تقرير دراسة التربة.

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation comportant **RDC+6 ETAGES**, qui sera implanté à Djelfa, classé selon le RPA 99 version 2003 dans la (zone**I**). La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles).

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens (**CBA 93 et RPA 99**) en vigueur.

Pour l'étude dynamique, on a opté par logiciel Robot 2010 comme outil de conception.

Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte des prescriptions du rapport de sol.

Abstract

This project consists in studying a building with use of dwelling including: **first floor + 6 floors.** Which will be established in Djelfa, classified according to the RPA 99 version 2003 in (zone **I**).

The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed system of wind-bracing (frames + shells).

The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian payments (**CBA 93 and RPA 99).**

The dynamic study was established with the help of software **ROBOT2010.**

Finally, we studied the infrastructure and calculated the adequate foundations by holding account the regulations of the report of ground.

ملخص

هذا المشروع يهدف إلي دراسة وهيكلة بناية من الخرسانة المسلحة، ذات استعمال سكني، تتألف من ستة طوابق بالإضافة إلي الطابق الأرضي تقع هذه البناية في ولاية الجلفة وهي مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **I**.

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة ومحققة بواسطة هيكل مقاومة مختلط (عارضات وأعمدة + جدران خرسانية مسلحة).

قياس الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر **RPA99 ;CBA93**

الدراسة الديناميكية للبناية تمت وفق باستعمال برنامج **ROBOT 2010**

أخيرا قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات وفقا لتوصيات تقرير دراسة التربة.

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation comportant **RDC+6 ETAGES**, qui sera implanté à Djelfa, classé selon le RPA 99 version 2003 dans la (zone**I**). La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles).

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens (**CBA 93 et RPA 99**) en vigueur.

Pour l'étude dynamique, on a opté par logiciel Robot 2010 comme outil de conception.

Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte des prescriptions du rapport de sol.

Abstract

This project consists in studying a building with use of dwelling including: **first floor + 6 floors.** Which will be established in Djelfa, classified according to the RPA 99 version 2003 in (zone **I**).

The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed system of wind-bracing (frames + shells).

The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian payments (**CBA 93 and RPA 99).**

The dynamic study was established with the help of software **ROBOT2010.**

Finally, we studied the infrastructure and calculated the adequate foundations by holding account the regulations of the report of ground.

Introduction générale

Le présent travail est une étude technique complète de conception , Dimensionnement et de vérification d'un bâtiment (R+6) a usage d'habitation à Djelfa.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

- Présentation de l'ouvrage avec précision des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés et la conception de contreventement du bâtiment, ainsi que le calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers, …); cette étape fait l'objet des chapitres I, II et III.

-Détermination des caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure (centre de masse, centre de torsion, l'excentricité), Pour l'étude dynamique, on a opté par logiciel Robot 2010 comme outil de conception; cette étape fait l'objet de chapitre IV.

-Etude des portiques et voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure; cette étape fait l'objet du chapitre V.

- Estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, choix de type de fondation le plus convenable, calcul et ferraillage de l'ensemble des éléments qui assurent la stabilité de la superstructure, c'est l'objet du chapitre VI.

-On terminera le travail par une conclusion générale

Introduction générale

Le présent travail est une étude technique complète de conception , Dimensionnement et de vérification d'un bâtiment (R+6) a usage d'habitation à Djelfa.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

- Présentation de l'ouvrage avec précision des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés et la conception de contreventement du bâtiment, ainsi que le calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers, …); cette étape fait l'objet des chapitres I, II et III.

-Détermination des caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure (centre de masse, centre de torsion, l'excentricité), Pour l'étude dynamique, on a opté par logiciel Robot 2010 comme outil de conception; cette étape fait l'objet de chapitre IV.

-Etude des portiques et voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure; cette étape fait l'objet du chapitre V.

- Estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, choix de type de fondation le plus convenable, calcul et ferraillage de l'ensemble des éléments qui assurent la stabilité de la superstructure, c'est l'objet du chapitre VI.

-On terminera le travail par une conclusion générale

I. INTRODUCTION :

*I.*1/ Destination :

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études et de suivi technique NECHAD RABEH consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment en (R+6) à usage d'habitation, décroché en plan avec un contreventement mixte.

Situation : l'ouvrage étudié sera implanté à Djelfa classé selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99) comme une zone de faible sismicité (zone **I**).

Notre étude sera conforme aux exigences des règles :

- Règles de conception et de calcul de structures CBA93.
- Règles parasismiques Algériennes RPA version 2003.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton Armé, suivant la méthode des états limites, BAEL91.

I.2/ Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

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

a) Les dimensions du bâtiment en plan et en élévation se présentent comme suit :

- Longueur **L = 25.70 m**
- Largeur **l = 19.30 m**
- Hauteur d'étage **h = 3.06 m**
- Hauteur totale du bâtiment **H = 21.42 m**

b) Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 11m, alors le règlement parasismique Algérien (RPA99) 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.

c) 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.

d) 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) :

e) l'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 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.

f) Escalier :

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

g) 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 /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.3.1 /Béton : le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelé « granulats » (sable, gravier, avec du ciment et de l'eau.).

I.3.1.a /caractéristique du Béton :

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

I.3.1.b/ ciment : le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes.

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland artificiel (CPA325)

I.3.1.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)

I.3.1.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.

I.3.1.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.3.2/ 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.

I.3.2.a/ Résistance du béton : C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

I.3.2.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 :

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

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

Art.2.1

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

I.3.2.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 fondage ;
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:

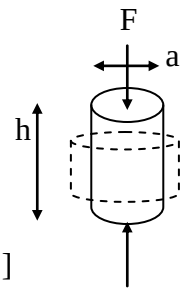
$$f_{tJ} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cJ} \qquad \text{Avec : } f_{cJ} \text{ et } f_{tJ} \text{ en } Mpa$$

I.3.2.d/ Coefficient de POISSON (υ) :

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

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal " Δ_a " raccourcissement longitudinal " Δ_l "), Le coefficient de POISSON est pris égal à :

ν = 0,2 pour le calcul des déformations (ELS);
ν = 0 pour le calcul des sollicitations (ELU). Art.2.1 [1]



CBA F

FIG (I-1)

I.3.2.e/ Module de déformation longitudinale:

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:

$$E_{iJ}(Mpa) = 11000(f_{cJ})^{1/3} \qquad \text{Art.2.1 CBA}$$

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 :

$E_{VJ}[Mpa] = \frac{E_{iJ}}{3}$ Soit : $E_{VJ} = 3700(f_{cJ})^{1/3} Mpa$ Art.2.1 CBA

I.3.3.Acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur 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. Types d'acier :

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	$\phi 6 et \phi 8$	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	$T \geq 10$	400
Treillis soudé	Dalle de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

B. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

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] CBA

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.4. Principe de calcul du C.B.A.93 :

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

➢ **E.L.U de résistance :**

1. Contrainte du béton en compression :

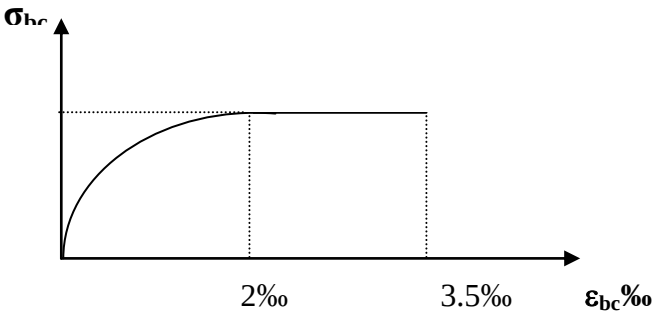


Fig I.2: Diagramme contrainte –déformation du béton [1]

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

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

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 ;

2. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

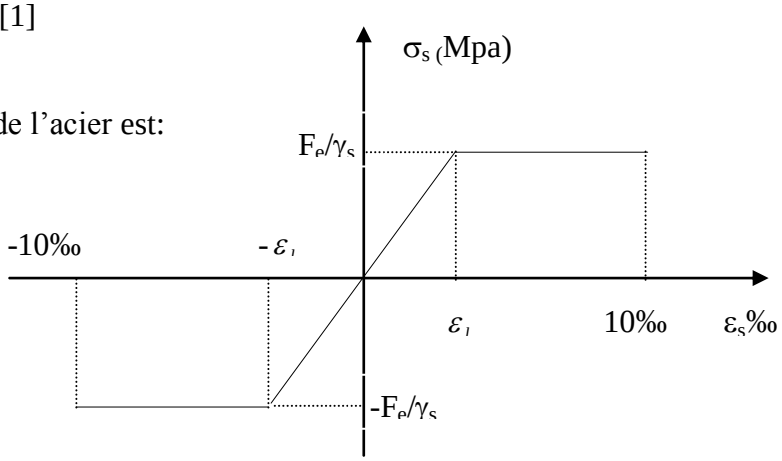
- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2\, f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ Mpa\right)$ [1]
- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15\, f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ Mpa\right)$ [1]

3. Contrainte limite de l'acier:

A L'E. L.U, la contrainte limite de l'acier est:

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



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 : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

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

a. E.L.S de compression de béton :

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

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

b. E.L.S de contrainte limite de l'acier:

Contrainte limite de l'acier :

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

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

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

Conclusion : Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25 Mpa$

$f_{t28} = 2.1 Mpa$

$E_{i28} = 32164.2 Mpa$

$E_{v28} = 10819\ Mpa$

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

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

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

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

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

I. INTRODUCTION :

*I.*1/ Destination :

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études et de suivi technique NECHAD RABEH consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment en (R+6) à usage d'habitation, décroché en plan avec un contreventement mixte.

Situation : l'ouvrage étudié sera implanté à Djelfa classé selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99) comme une zone de faible sismicité (zone **I**).

Notre étude sera conforme aux exigences des règles :

- Règles de conception et de calcul de structures CBA93.
- Règles parasismiques Algériennes RPA version 2003.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton Armé, suivant la méthode des états limites, BAEL91.

I.2/ Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

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

a) Les dimensions du bâtiment en plan et en élévation se présentent comme suit :

- Longueur **L = 25.70 m**
- Largeur **l = 19.30 m**
- Hauteur d'étage **h = 3.06 m**
- Hauteur totale du bâtiment **H = 21.42 m**

b) Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 11m, alors le règlement parasismique Algérien (RPA99) 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.

c) 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.

d) 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) :

e) l'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 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.

f) Escalier :

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

g) 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 /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.3.1 /Béton : le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelé « granulats » (sable, gravier, avec du ciment et de l'eau.).

I.3.1.a /caractéristique du Béton :

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

I.3.1.b/ ciment : le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes.

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland artificiel (CPA325)

I.3.1.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)

I.3.1.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.

I.3.1.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.3.2/ 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.

I.3.2.a/ Résistance du béton : C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

I.3.2.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 :

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

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

Art.2.1

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

I.3.2.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 fondage ;
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:

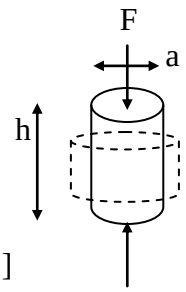
$$f_{tJ} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cJ} \qquad \text{Avec : } f_{cJ} \text{ et } f_{tJ} \text{ en } Mpa$$

I.3.2.d/ Coefficient de POISSON (υ) :

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

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal " Δ_a " raccourcissement longitudinal " Δ_l "), Le coefficient de POISSON est pris égal à :

ν = 0,2 pour le calcul des déformations (ELS);
ν = 0 pour le calcul des sollicitations (ELU). Art.2.1 [1]



CBA F

FIG (I-1)

I.3.2.e/ Module de déformation longitudinale:

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:

$$E_{iJ}(Mpa) = 11000(f_{cJ})^{1/3} \qquad \text{Art.2.1 CBA}$$

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 :

$E_{VJ}[Mpa] = \frac{E_{iJ}}{3}$ Soit : $E_{VJ} = 3700(f_{cJ})^{1/3} Mpa$ Art.2.1 CBA

I.3.3.Acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur 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. Types d'acier :

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	$\phi 6 et \phi 8$	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	$T \geq 10$	400
Treillis soudé	Dalle de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

B. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

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] CBA

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.4. Principe de calcul du C.B.A.93 :

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

➢ **E.L.U de résistance :**

1. Contrainte du béton en compression :

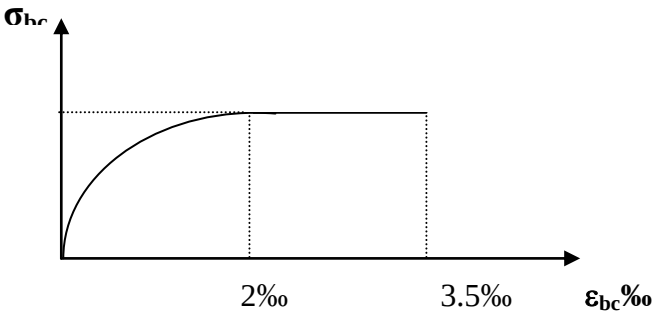


Fig I.2: Diagramme contrainte –déformation du béton [1]

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

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

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 ;

2. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

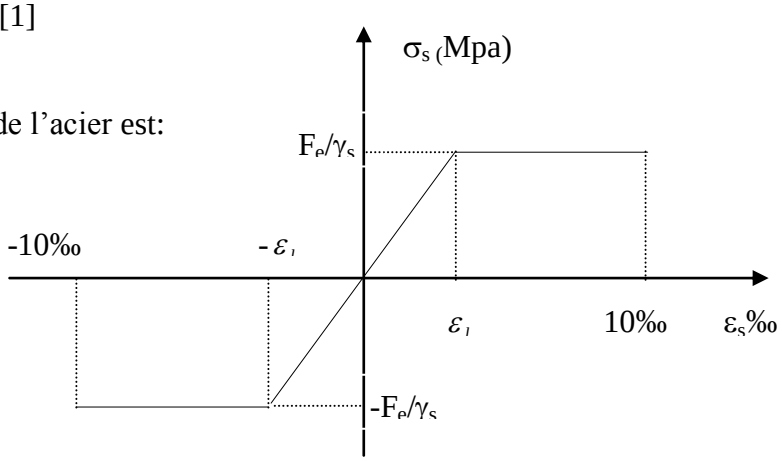
- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2\, f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ Mpa\right)$ [1]
- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15\, f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ Mpa\right)$ [1]

3. Contrainte limite de l'acier:

A L'E. L.U, la contrainte limite de l'acier est:

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



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 : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

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

a. E.L.S de compression de béton :

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

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

b. E.L.S de contrainte limite de l'acier:

Contrainte limite de l'acier :

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

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

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

Conclusion : Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25 Mpa$

$f_{t28} = 2.1 Mpa$

$E_{i28} = 32164.2 Mpa$

$E_{v28} = 10819\ Mpa$

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

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

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

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

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

II/Prédimensionnement :

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.1/ Prédimensionnement du plancher :

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.1.a) 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 d'axe en axe.

L = 4 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.1.b/ dalle pleine :

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

II.1.b.1/ critère de résistance :

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$(Lx/50) \leq e_p \leq (L\ x\ /40) \quad .....[7]$$

Ep : épaisseur de la dalle.

- dalle reposant sur deux appuis :

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

II.1.b.2/ sécurité contre l'incendie :

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

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

II.1.b.3) condition d'isolation acoustique : ep ≥ 15 cm.

- **vérification : critère de résistance :**

L_x : la plus petite portée.

$$240/50 \leq Ep \leq 240/40 \Rightarrow 4.8 \leq Ep \leq 6.$$

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.2/ Evaluation des charges et surcharges :

II.2.1/plancher terrasse

II.2.1.a/charges permanentes :

Tableau II**-1 -- charges permanentes du plancher terrasse (corps creux)**

N^0	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Liége (isolant)	0.04	4	0.16
5	Forme de pente	0.10	22	2.2
6	Film polyane	-	-	0.01
7	Parevapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.85
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente G				6.70

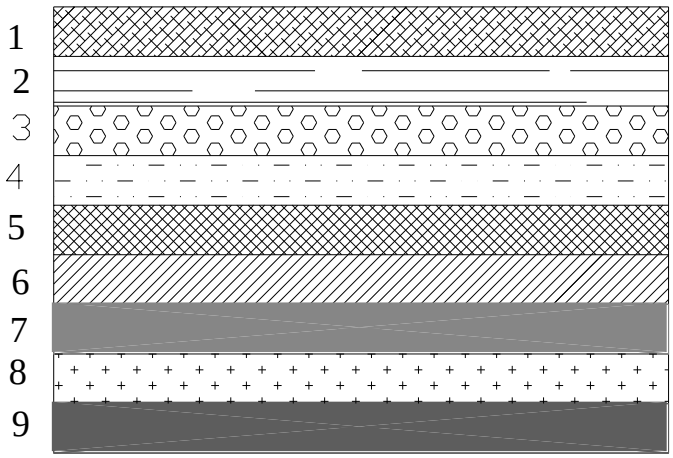


Fig. II-1: Composants d'un plancher terrasse

II.2.1.b/charges permanentes :

Tableau II-2 **-- charges permanentes du plancher terrasse (dalle pleine)**

N^0	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Liége (isolant)	0.04	4	0.16
5	Forme de pente	0.10	22	2.2
6	Film polyane	-	-	0.01
7	Parevapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente G				7.55

II.2.1.c/surcharges d'exploitation

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

II.2.2/ Plancher courant

II.2.2.a/ Charges permanentes :

Tableau II-3 **-- charges permanentes du plancher courant (corps creux)**

N	Composants	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	0.3	18.00	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.85
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.2
6	Cloison légères	0.10	-	0.9
Charge permanente G				5.33

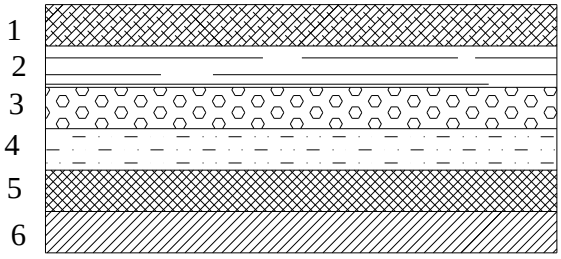


Fig. II-2: Composants d'un plancher courant

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	0.3	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	-	0.9
Charge permanente G				6.23

II.2.2.b/surcharges d'exploitation

Le plancher courant à usage d'habitation **Q = 1.5KN/m^2**

II.2.3/ Balcon

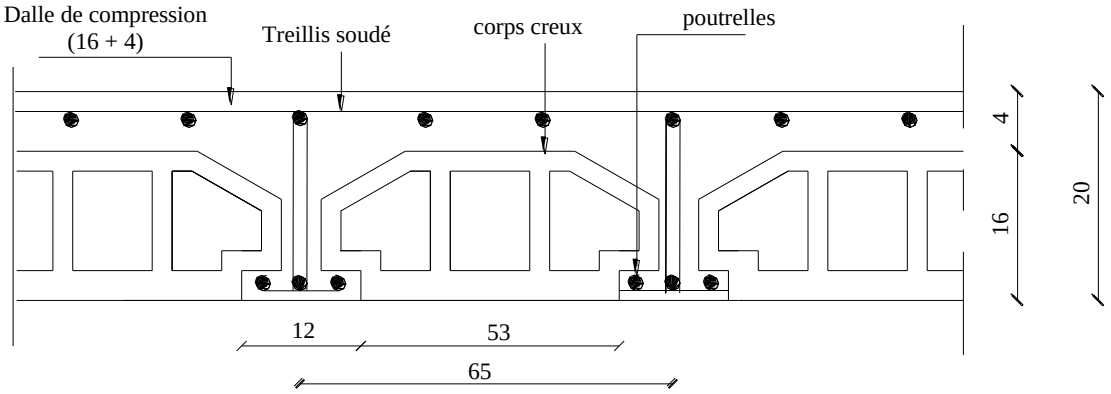
II.2.3.a/**Charges permanentes :**

Tableau II-5 **-- charges permanentes du balcon (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	Lit de sable	0.03	18.00	0.36
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.85
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.2
Charge permanente G				4.25

II.2.3.b.**surcharges d'exploitation :**

Q = 3.5 KN/m



FigII-3 Plancher à corps creux

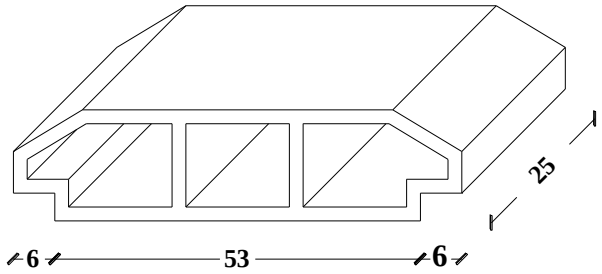


Fig. II-4: Dimensions du corps creux

II.2.4/ **Maçonnerie :**

II.2.4.a/ **Murs extérieurs (double cloison) :**

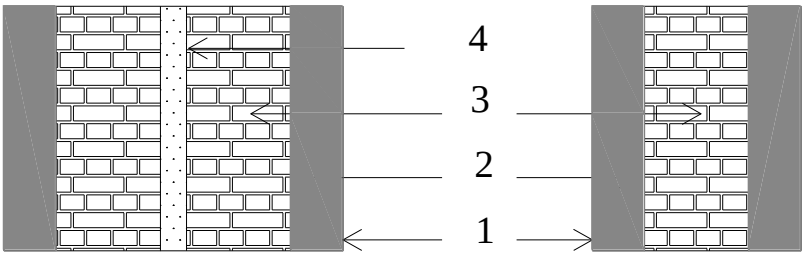
Tableau II-6 **-- charges permanentes du mur double cloison**

N	Composants	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	2 x 0.36
03	Brique creuse	0.10	9	2 x 0.90
04	Lame d'air	0.05	/	/
Charge permanente G				2.72

II.2.4.b/Murs intérieurs (simple-cloison)

Tableau II-7-charges permanentes du mur.

N	Composants	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	2 x 0.36
03	Brique creuse	0.10	/	0.9
Charge permanente G				1.64



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

Fig. II.5 Coupe de mur en maçonnerie

II.3) 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+compléments…) :

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

$$0.6\,h \leq b \leq h$$

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci dessous.

($b \geq 20cm$, $h \geq 30cm$; $\frac{h}{b} \leq 4$) ..... [3](paragraphe 7.5.1 RPA93 version 2003).

II.3.1)poutres principales :

On a L_{max}= 4.20 m, alors :

$420/15 \leq h \leq 420/10 \Rightarrow 28 \leq h \leq 42$ on prend: h = 40cm

$24 \leq b \leq 40$ on prend b = 30 cm h = 40cm

vérification selon le R .P.A 99 :

b = 30 > 20 cm (c.v)
h = 40 > 30 cm (c.v)
h/b = 1.33 ≤ 4 (c.v)

Conclusion : toutes les vérifications de **R.P.A 99** sont satisfaisantes.

II.3.1.a) vérification de la flèche :

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

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

- Charges revenant à la poutre principale :

Poids propre de la poutre $G_p = 0.40 \times 0.30 \times 25 = 3KN/ml$
Poids propre du mur $G_{mur} = 1.64 \times (3.06-0.40) = 4.362KN/ml$
Poids propre du plancher $G_{plancher} = 6 \times 5.33 = 31.98KN/ml$
$Q_{plancher} = 1.5 \times 6 = 9.00KN/ml$

Poids total : $p_{total} = (G_p + G_{mur} + G_{plancher} + Q_{plancher}) = 48.342KN/ml$
Calcul de la flèche

$L = 4.20 \leq 5m \Rightarrow F_{limite} = L / 500 = 0.84cm$

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

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

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

$F = 12x5x48.342x(4.20)^4 / (384x10819x10^3x\ 0.30x\ (0.40)^3)$.

$F = 0.0113m < F_{limite} = 0.84m$.

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

(b x h) = (30 x 40) cm.

II.3.2) poutres secondaires :

La portée maximale des poutres secondaires à une longueur de : $L_{max} = 4.00m$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad [3]$$

$$0.6\ h \leq b \leq h$$

$$1/4 < h/b \leq 4$$

Alors $26.66cm \leq h \leq 40cm$ on adoptera $h = 35cm$.

Et $21cm \leq b \leq 35cm$. On adoptera $b=30cm$.

vérification selon le R .P.A 99 :

$b = 30 > 20$ cm	(c.v)
$h = 35 > 30$ cm	(c.v)
$h/b = 1.16 < 4$	(c.v)
$h/b > 1/4$	(c.v)

- c.v : condition vérifiée

II.3.2.a) vérification de la flèche :

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

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

Poids propre de la poutre $G_p = (0.35x0.3x25) = 2.625KN/ml$

Poids propre du plancher $G_{plancher} = 5.33x (0.65-0.3) = 1.865KN/ml$

$$Q_{plancher} = (1.5x0.65) = 0.975KN/ml$$

Poids total : $p_{total} = (G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}) = 5.465KN/ml$

Calcul de la flèche

$$L = 4.00 \leq 5m \Rightarrow F_{limite} = L / 500 = 0.8m$$

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

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

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

$F = 60 \times 5.465x (4.00)^4 / (384x10819x10^3x\ 0.30x (0.35)^3)$.

$F = 1.57 \times 10^{-3}\ m < F_{limite} = 0.8m$.

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

(b x h) = (30 x 35) cm.

II.4) 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 de charges permanentes et d'exploitations, c'est pour cela le prédimensionnement des poteaux se fait sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

II 4.1.a)* les Etapes 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'élément mécanique « λ » qui prend les valeurs :

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

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

L_f: Longueur de flambement.

i : rayon de giration.

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

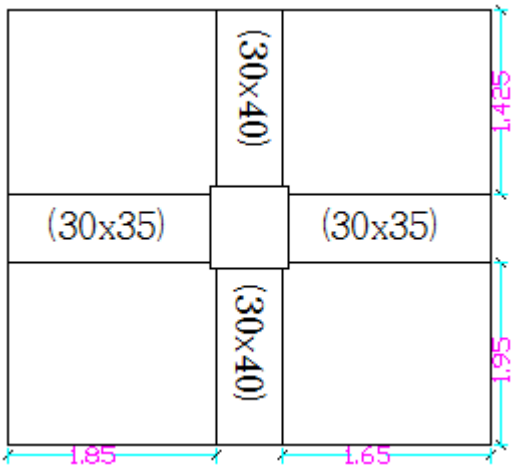


Fig. II-6: représentation du poteau le plus sollicité.

***II 4.1.b)* Détermination des charges et surcharges**

On a : la surface complète du plancher 13.965 m^2

La surface du plancher 11.81m^2

Niveau (6éme étage) :

$G_{palncher}$ = 6.65x (11.81) = 78.536KN

G_{poutre} = 25x [(4 x0.35x0.30) + (4.2x0.40x0.30)] = 23.1KN

G_{poteau} = 0.4x0.4x3.06x25= 12.24KN

G = $G_{palncher}$+ G_{poutre}+ G_{poteau} = 78.536+23.1+12.24 = 113.876KN

La charge d'exploitation Q = 1x 13.965 = 13.965 KN

Niveau (5,4, 3, 2,1^{er} étage, RDC) :

$G_{palncher}$ = 5.33x (11.81) = 62.947KN

G_{poutre} = 23.1KN

G_{poteau} = 12.24KN

G = $G_{palncher}$+ G_{poutre}+ G_{poteau} = 62.947+23.1+12.24 = 98.287KN

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

Plancher terrasse : Q_0

Plancher 5eme étage : Q_0+Q_1

Plancher 4eme étage : $Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$

Plancher 3eme étage : $Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$

Plancher 2eme étage : $Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

Plancher 1er étage : $Q_0+0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

Plancher du RDC : $Q_0+0.71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q6)$

- 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 (du niv)	$G_{cumulé}$	Q (du niv)	$Q_{cumulé}$		
6	113.876	113.879	13.965	13.965	174.677	192.144
5	98.287	212.166	34.912	48.877	185.038	203.541
4	98.287	310.453	53.764	102.641	213.316	234.647
3	98.287	408.74	70.521	173.162	238.453	262.298
2	98.287	507.027	85.184	258.346	260.446	286.490
1	98.287	605.314	92.516	350.862	271.444	298.588
RDC	98.287	703.601	103.200	454.062	287.47	316.217

- Vérifier $N_{ultime} \le \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$

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'élément mécanique « λ » qui prend les valeurs :

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

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

L_f: Longueur de flambement.

i : rayon de giration.

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

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

Niv	Section carrée	$A = \frac{B}{1000}$	L_f	λ	α	B_r	N_u	$\overline{N}_u$	$N_u < \overline{N}_u$
	(cm^2)	(cm^2)	(cm)			(cm^2)	(KN)	(KN)	
6	30 x 30	0.9	2.142	24.73	0.773	784	174.677	$1.27* 10^4$	c.v
5	30 x 30	0.9	2.142	24.73	0.773	784	185.038	$1.27*10^4$	c.v
4	30 x 30	0.9	2.142	24.73	0.773	784	213.316	$1.27*10^4$	c.v
3	35 x 35	1.225	2.142	21.20	0.792	1089	238.453	$1.63*10^4$	c.v
2	35 x 35	1.225	2.142	21.20	0.792	1089	260.446	$1.63*10^4$	c.v
1	40 x 40	1.6	2.142	18.55	0.805	1444	271.444	$2.19*10^4$	c.v
RDC	40 x 40	1.6	2.142	18.55	0.805	1444	287.47	$2.19*10^4$	c.v

Vérification vis-à-vis du RPA 99

Le prédimenssionnement doit respecter les conditions imposées par le RPA 99 pour la zone(I**).**

Le règlement préconise :

- Min (b_1 , h_1) ≥ 25 cm.
- Min (b_1 , h_1) ≥ $\frac{h_e}{20}$. (paragraphe 7.4.1 RPA99 version 2003).
- . $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$

Donc on obtient

Min (b_1 , h_1) = 30 cm ≥ 25 cm.

Min (b_1 , h_1) ≥ (3.06-0.4)/20

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

Conclusion :

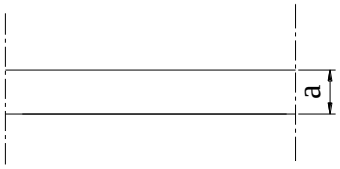
On adoptera les sections suivantes :

- (30 x 30) cm^2 p^0 $6^{éme}$;$5^{éme}$ et $4^{éme}$ 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-5- 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.

- $a \geq h_e / 20$



- $a \geq h_e / 22$

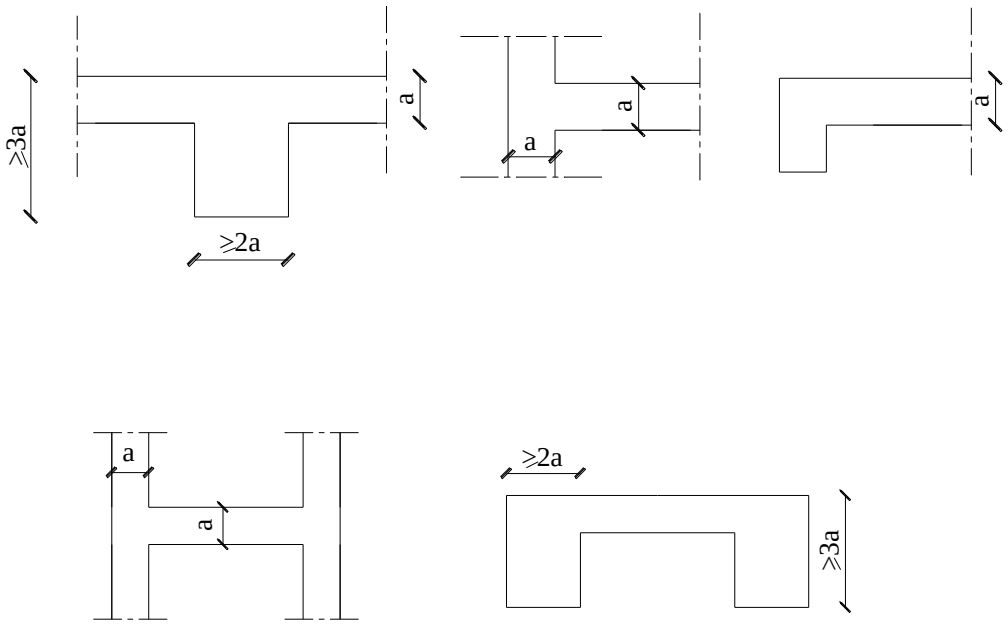
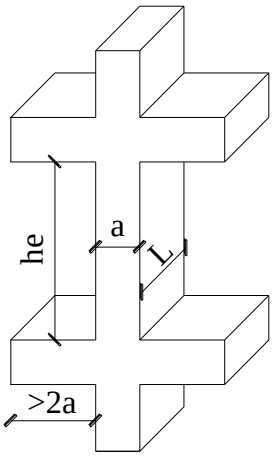


Fig. II-7: Coupe de voile en plan.



L ≥ 4a

Fig. II-8: Coupe de voile en élévation.

Conclusion :

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.(paragraphe 7.7.1 RPA 99 version 2003).

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

$h_e = 3.06 – 0.35 = 2.71$ m

$h_e/25 = 10.84$ cm ; $h_e/22 = 12.32$cm ; $h_e/20$; 13.55cm.

$\Longrightarrow$ $a \geq \max (10.84cm ; 12.32cm ; 13.55cm ; 15cm)$.

Etage	**R.D.C**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
A (cm)	15	15	15	15	15	15	15

Tableau II **-10-**: Détermination des sections des voiles.

II/Prédimensionnement :

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.1/ Prédimensionnement du plancher :

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.1.a) 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 d'axe en axe.

L = 4 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.1.b/ dalle pleine :

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

II.1.b.1/ critère de résistance :

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$(Lx/50) \leq e_p \leq (L\ x\ /40) \quad .....[7]$$

Ep : épaisseur de la dalle.

- dalle reposant sur deux appuis :

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

II.1.b.2/ sécurité contre l'incendie :

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

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

II.1.b.3) condition d'isolation acoustique : ep ≥ 15 cm.

- **vérification : critère de résistance :**

L_x : la plus petite portée.

$$240/50 \leq Ep \leq 240/40 \Rightarrow 4.8 \leq Ep \leq 6.$$

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.2/ Evaluation des charges et surcharges :

II.2.1/plancher terrasse

II.2.1.a/charges permanentes :

Tableau II**-1 -- charges permanentes du plancher terrasse (corps creux)**

N^0	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Liége (isolant)	0.04	4	0.16
5	Forme de pente	0.10	22	2.2
6	Film polyane	-	-	0.01
7	Parevapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.85
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente G				6.70

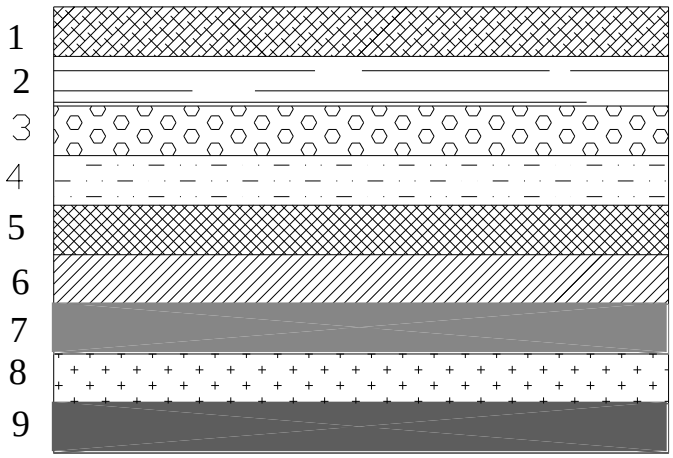


Fig. II-1: Composants d'un plancher terrasse

II.2.1.b/charges permanentes :

Tableau II-2 **-- charges permanentes du plancher terrasse (dalle pleine)**

N^0	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Liége (isolant)	0.04	4	0.16
5	Forme de pente	0.10	22	2.2
6	Film polyane	-	-	0.01
7	Parevapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente G				7.55

II.2.1.c/surcharges d'exploitation

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

II.2.2/ Plancher courant

II.2.2.a/ Charges permanentes :

Tableau II-3 **-- charges permanentes du plancher courant (corps creux)**

N	Composants	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	0.3	18.00	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.85
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.2
6	Cloison légères	0.10	-	0.9
Charge permanente G				5.33

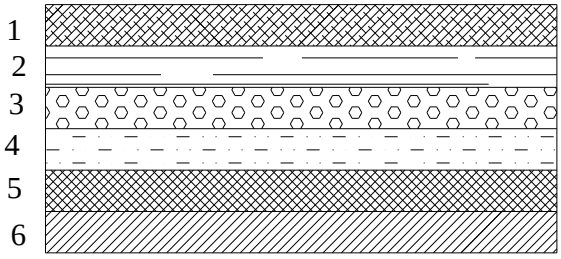


Fig. II-2: Composants d'un plancher courant

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	0.3	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	-	0.9
Charge permanente G				6.23

II.2.2.b/surcharges d'exploitation

Le plancher courant à usage d'habitation **Q = 1.5KN/m^2**

II.2.3/ Balcon

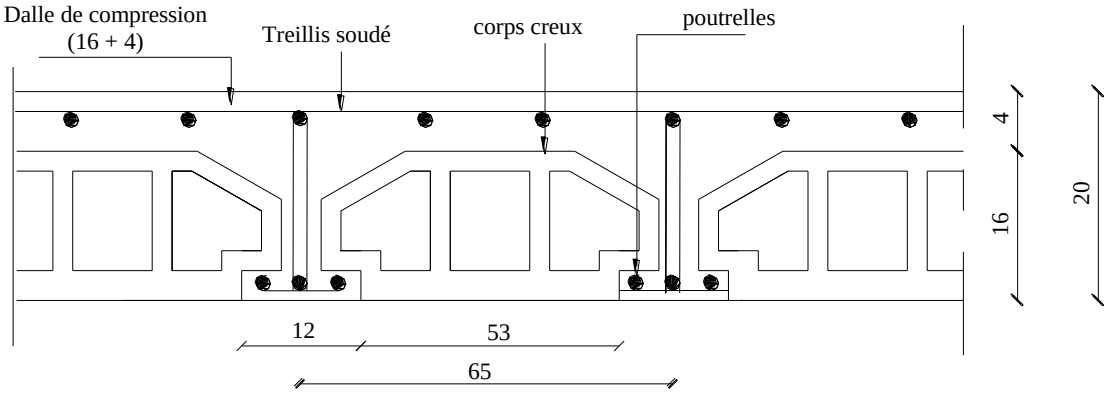
II.2.3.a/**Charges permanentes :**

Tableau II-5 **-- charges permanentes du balcon (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	Lit de sable	0.03	18.00	0.36
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.85
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.2
Charge permanente G				4.25

II.2.3.b.**surcharges d'exploitation :**

Q = 3.5 KN/m



FigII-3 Plancher à corps creux

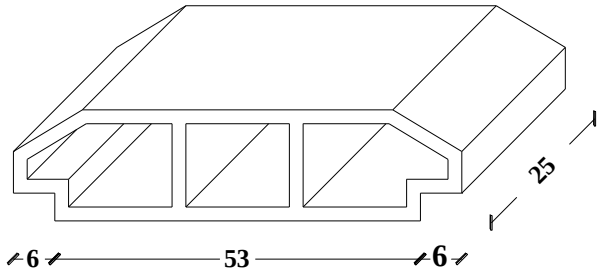


Fig. II-4: Dimensions du corps creux

II.2.4/ **Maçonnerie :**

II.2.4.a/ **Murs extérieurs (double cloison) :**

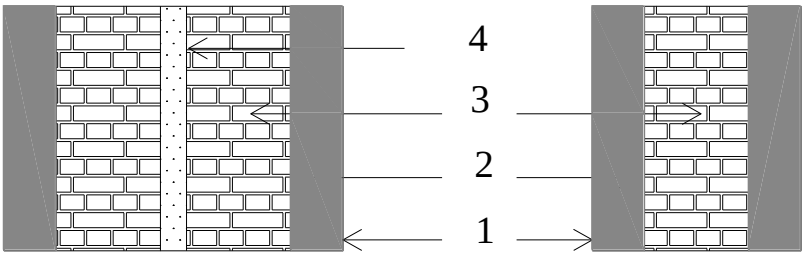
Tableau II-6 **-- charges permanentes du mur double cloison**

N	Composants	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	2 x 0.36
03	Brique creuse	0.10	9	2 x 0.90
04	Lame d'air	0.05	/	/
Charge permanente G				2.72

II.2.4.b/Murs intérieurs (simple-cloison)

Tableau II-7-charges permanentes du mur.

N	Composants	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	2 x 0.36
03	Brique creuse	0.10	/	0.9
Charge permanente G				1.64



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

Fig. II.5 Coupe de mur en maçonnerie

II.3) 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+compléments…) :

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

$$0.6\,h \leq b \leq h$$

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci dessous.

($b \geq 20cm$, $h \geq 30cm$; $\frac{h}{b} \leq 4$) ..... [3](paragraphe 7.5.1 RPA93 version 2003).

II.3.1)poutres principales :

On a L_{max}= 4.20 m, alors :

$420/15 \leq h \leq 420/10 \Rightarrow 28 \leq h \leq 42$ on prend: h = 40cm

$24 \leq b \leq 40$ on prend b = 30 cm h = 40cm

vérification selon le R .P.A 99 :

b = 30 > 20 cm (c.v)
h = 40 > 30 cm (c.v)
h/b = 1.33 ≤ 4 (c.v)

Conclusion : toutes les vérifications de **R.P.A 99** sont satisfaisantes.

II.3.1.a) vérification de la flèche :

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

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

- Charges revenant à la poutre principale :

Poids propre de la poutre $G_p = 0.40 \times 0.30 \times 25 = 3KN/ml$
Poids propre du mur $G_{mur} = 1.64 \times (3.06-0.40) = 4.362KN/ml$
Poids propre du plancher $G_{plancher} = 6 \times 5.33 = 31.98KN/ml$
$Q_{plancher} = 1.5 \times 6 = 9.00KN/ml$

Poids total : $p_{total} = (G_p + G_{mur} + G_{plancher} + Q_{plancher}) = 48.342KN/ml$
Calcul de la flèche

$L = 4.20 \leq 5m \Rightarrow F_{limite} = L / 500 = 0.84cm$

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

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

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

$F = 12x5x48.342x(4.20)^4 / (384x10819x10^3x\ 0.30x\ (0.40)^3)$.

$F = 0.0113m < F_{limite} = 0.84m$.

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

(b x h) = (30 x 40) cm.

II.3.2) poutres secondaires :

La portée maximale des poutres secondaires à une longueur de : $L_{max} = 4.00m$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad [3]$$

$$0.6\ h \leq b \leq h$$

$$1/4 < h/b \leq 4$$

Alors $26.66cm \leq h \leq 40cm$ on adoptera $h = 35cm$.

Et $21cm \leq b \leq 35cm$. On adoptera $b=30cm$.

vérification selon le R .P.A 99 :

$b = 30 > 20$ cm	(c.v)
$h = 35 > 30$ cm	(c.v)
$h/b = 1.16 < 4$	(c.v)
$h/b > 1/4$	(c.v)

- c.v : condition vérifiée

II.3.2.a) vérification de la flèche :

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

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

Poids propre de la poutre $G_p = (0.35x0.3x25) = 2.625KN/ml$

Poids propre du plancher $G_{plancher} = 5.33x (0.65-0.3) = 1.865KN/ml$

$$Q_{plancher} = (1.5x0.65) = 0.975KN/ml$$

Poids total : $p_{total} = (G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}) = 5.465KN/ml$

Calcul de la flèche

$$L = 4.00 \leq 5m \Rightarrow F_{limite} = L / 500 = 0.8m$$

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

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

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

$F = 60 \times 5.465x (4.00)^4 / (384x10819x10^3x\ 0.30x (0.35)^3)$.

$F = 1.57 \times 10^{-3}\ m < F_{limite} = 0.8m$.

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

(b x h) = (30 x 35) cm.

II.4) 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 de charges permanentes et d'exploitations, c'est pour cela le prédimensionnement des poteaux se fait sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

II 4.1.a)* les Etapes 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'élément mécanique « λ » qui prend les valeurs :

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

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

L_f: Longueur de flambement.

i : rayon de giration.

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

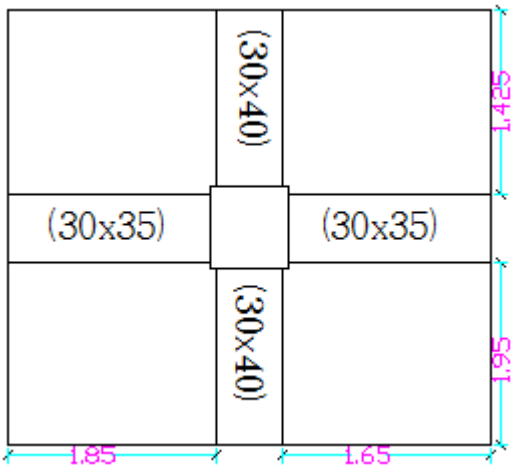


Fig. II-6: représentation du poteau le plus sollicité.

***II 4.1.b)* Détermination des charges et surcharges**

On a : la surface complète du plancher 13.965 m^2

La surface du plancher 11.81m^2

Niveau (6éme étage) :

$G_{palncher}$ = 6.65x (11.81) = 78.536KN

G_{poutre} = 25x [(4 x0.35x0.30) + (4.2x0.40x0.30)] = 23.1KN

G_{poteau} = 0.4x0.4x3.06x25= 12.24KN

G = $G_{palncher}$+ G_{poutre}+ G_{poteau} = 78.536+23.1+12.24 = 113.876KN

La charge d'exploitation Q = 1x 13.965 = 13.965 KN

Niveau (5,4, 3, 2,1^{er} étage, RDC) :

$G_{palncher}$ = 5.33x (11.81) = 62.947KN

G_{poutre} = 23.1KN

G_{poteau} = 12.24KN

G = $G_{palncher}$+ G_{poutre}+ G_{poteau} = 62.947+23.1+12.24 = 98.287KN

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

Plancher terrasse : Q_0

Plancher 5eme étage : Q_0+Q_1

Plancher 4eme étage : $Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$

Plancher 3eme étage : $Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$

Plancher 2eme étage : $Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

Plancher 1er étage : $Q_0+0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

Plancher du RDC : $Q_0+0.71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q6)$

- 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 (du niv)	$G_{cumulé}$	Q (du niv)	$Q_{cumulé}$		
6	113.876	113.879	13.965	13.965	174.677	192.144
5	98.287	212.166	34.912	48.877	185.038	203.541
4	98.287	310.453	53.764	102.641	213.316	234.647
3	98.287	408.74	70.521	173.162	238.453	262.298
2	98.287	507.027	85.184	258.346	260.446	286.490
1	98.287	605.314	92.516	350.862	271.444	298.588
RDC	98.287	703.601	103.200	454.062	287.47	316.217

- Vérifier $N_{ultime} \le \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$

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'élément mécanique « λ » qui prend les valeurs :

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

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

L_f: Longueur de flambement.

i : rayon de giration.

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

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

Niv	Section carrée	$A = \frac{B}{1000}$	L_f	λ	α	B_r	N_u	$\overline{N}_u$	$N_u < \overline{N}_u$
	(cm^2)	(cm^2)	(cm)			(cm^2)	(KN)	(KN)	
6	30 x 30	0.9	2.142	24.73	0.773	784	174.677	$1.27* 10^4$	c.v
5	30 x 30	0.9	2.142	24.73	0.773	784	185.038	$1.27*10^4$	c.v
4	30 x 30	0.9	2.142	24.73	0.773	784	213.316	$1.27*10^4$	c.v
3	35 x 35	1.225	2.142	21.20	0.792	1089	238.453	$1.63*10^4$	c.v
2	35 x 35	1.225	2.142	21.20	0.792	1089	260.446	$1.63*10^4$	c.v
1	40 x 40	1.6	2.142	18.55	0.805	1444	271.444	$2.19*10^4$	c.v
RDC	40 x 40	1.6	2.142	18.55	0.805	1444	287.47	$2.19*10^4$	c.v

Vérification vis-à-vis du RPA 99

Le prédimenssionnement doit respecter les conditions imposées par le RPA 99 pour la zone(I**).**

Le règlement préconise :

- Min (b_1 , h_1) ≥ 25 cm.
- Min (b_1 , h_1) ≥ $\frac{h_e}{20}$. (paragraphe 7.4.1 RPA99 version 2003).
- . $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$

Donc on obtient

Min (b_1 , h_1) = 30 cm ≥ 25 cm.

Min (b_1 , h_1) ≥ (3.06-0.4)/20

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

Conclusion :

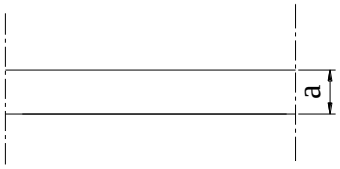
On adoptera les sections suivantes :

- (30 x 30) cm^2 p^0 $6^{éme}$;$5^{éme}$ et $4^{éme}$ 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-5- 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.

- $a \geq h_e / 20$



- $a \geq h_e / 22$

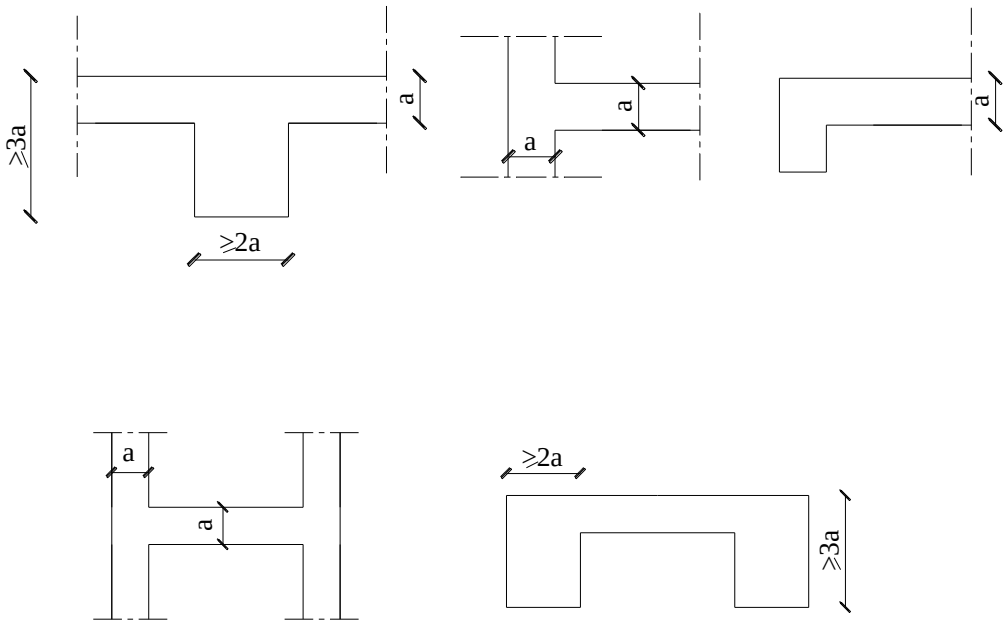
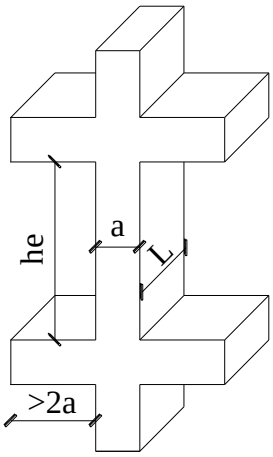


Fig. II-7: Coupe de voile en plan.



L ≥ 4a

Fig. II-8: Coupe de voile en élévation.

Conclusion :

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.(paragraphe 7.7.1 RPA 99 version 2003).

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

$h_e = 3.06 – 0.35 = 2.71$ m

$h_e/25 = 10.84$ cm ; $h_e/22 = 12.32$cm ; $h_e/20$; 13.55cm.

$\Longrightarrow$ $a \geq \max (10.84cm ; 12.32cm ; 13.55cm ; 15cm)$.

Etage	**R.D.C**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
A (cm)	15	15	15	15	15	15	15

Tableau II **-10-**: Détermination des sections des voiles.

III .1- L'ACROTÈRE:

Introduction :

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

Principe de calcul :

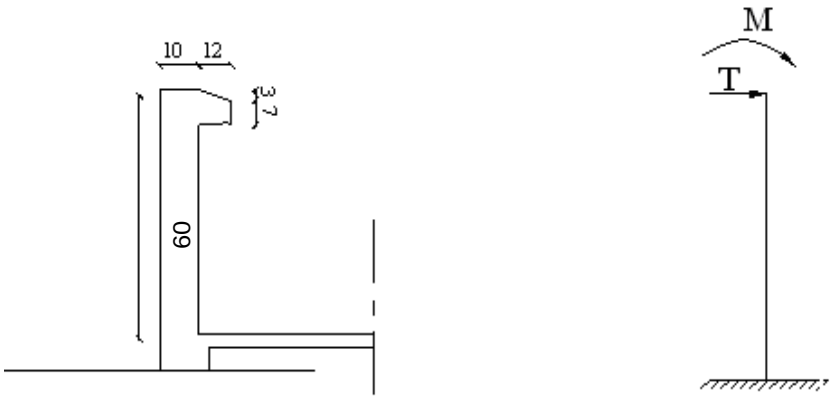
Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console Encastrée dans le plancher terrasse
Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur, et 60 cm de hauteur.
La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

II- 1-1- Évaluation des Charges et surcharges:

- Poids propre : ((0.6x0.1)+(0.07x0.12)+(0.12x0.03/2))x25 = 1.755 kN/ml.
- Revêtement : 2(0,015x0, 6x18) = 0,324 kN/ml.

G = 2.08 kN/ml

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



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

Fig. III-1: L'acrotère

III- 1-2- Calcul des efforts:

- A/ l'E.L.U:

- Effort normal : Nu = 1,35 x 2.08 = 2,806 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 = 2.08 kN.
- Moment d'encastrement Ms = Q x h = 0,60 kN.m
- Effort tranchant T_s = Q = 1kN.m

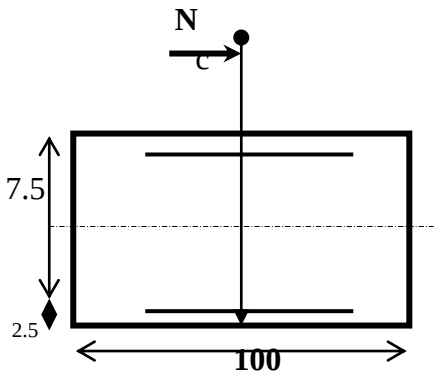


Fig. III-2: Section de B.A à l'ELU

III- 1-3- Calcul du ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée.

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:**

$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,806} \Rightarrow$,e_0 = 32.07cm

Où l'enrobage est: c= c_1 = 2,5 cm

On a e_0=32.07 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) $\Rightarrow$ **e** = 0,345 m.

M_1 = N x **e** $\Rightarrow$ M_1 = 0,968 kN.m

- **Calcul des armatures verticales:**

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{M1}{b.d^2\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = 0,012 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_1 = 0.$

Donc : ß = 0,994

$A_1 = \frac{M_1}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A_1 = 0,373 \text{ cm}^2$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{\sigma_s} \Rightarrow A = 0.29 \text{ cm}^2$

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

Donc: $\begin{cases} A = 0.29 \text{cm}^2 \\ A' = 0 \end{cases}$

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

$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1 \text{cm}^2 > A = 0.29 \text{cm}^2$

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

On adoptera : A_1 = 4 HA 8 = 2.01 cm².

- **Armatures de répartition:**

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

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

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

$S_t = 25\ \text{cm} \le S_{\min} = \min\left[3h = 30\ \text{cm}; 33\ \text{cm}\right] = 30\ \text{cm}$

$S_{tr} = 15\ \text{cm} \le S_{\min r} = \min\left[4h = 40\,\text{cm}; 45\ \text{cm}\right] = 40\ \text{cm}$.

III- 1-4- Vérification à l'E.L.S:

Données: N_{ser} = 2.08 kN ; M_{ser} = 0.6 kN.m.

- **Calcul de l'excentricité:**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6\times10^2}{2.08} = 28.85cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,\text{cm} < e_0 = 28.85\,\text{cm}$

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité ci-contre : $\frac{Mser'}{Nser} > \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où: $B_o = b.h + 15\,(A + A')$ $\Rightarrow$ **B_0 = 1030,15 cm².**

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + A_s d)\right] \Rightarrow$ **υ_1 = 5,073 cm.**

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow$ **υ_2 = 4,927 cm.**

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow$ **I = 8515.10 cm².**

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

Mser' =Mser x Nser (h/2- υ_2) $\Rightarrow$ *Mser'* =**0.598** kN.m Donc :

$\frac{Mser'}{Nser}$ = **28.77 cm** > $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ **=1,677 cm** $\Rightarrow$Alors, on a une section partiellement comprimée.

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

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

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

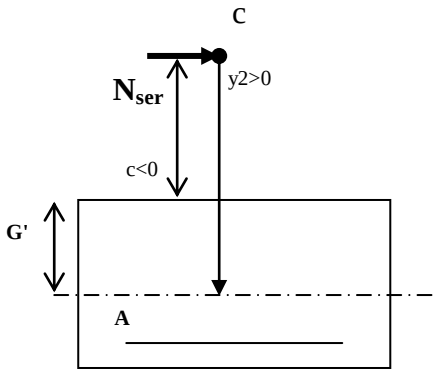


Fig. III-3: Section de B.A à l'ELS

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

$y_2^3 + py_2 + q = 0$**……."*"** Tels que:

$p = -3c^2 + \frac{90A}{b}(d - c) \Rightarrow$ **p = -1649.78 cm²**

et $q = -2c^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 \Rightarrow$ **q = 25354.90 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 = - 23.85 cm < 0**".

D'où l'équation "*" devient : $y_2^3 + (-1649.78)\, y_2 + 25354.90 = 0$

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

$0 < y_1 = y_2 + c < d$

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

Après les calcules on trouve : $\Delta = -2.24 \times 10^{-7} \Rightarrow \phi = 165.5°$; $\alpha = 46.90$.

Finalement, on trouve :

$y_{2,,} = 26.78$ cm

$y_{2,,,} = -46.73$ cm rejetée comme valeur ($y2+c < 0$)

$y_2 = 19.95$ cm rejetée comme valeur (< 0)

D'où alors : $0 < y_1 = 26.78 + (-23.85) = 2.93$ cm $< d = 7.5$ cm

Donc on prend : $y_2 = 26{,}78$ cm.

En revanche on a : $k = \frac{Nser}{Sg'}$

Avec ; $S_{g'} = \frac{by_1^2}{2} + 15[A'_s(y_1 - c') - A_s(d - y_1)]. \Rightarrow S_{g'} = 291.47$ cm³

D'où alors : $k = 2080/291470 \Rightarrow k = 0.0071$ N/mm³

Donc : $\sigma_b = ky_1 = 0.0071 \times 29.3 \Rightarrow \sigma_b = 0.208$ MPa

Et : $\sigma_s = 15k(d - y_1) = 15 \times 0.0071 (75 - 29.3) \Rightarrow \sigma_s = 4.86$ MPa

Donc, on obtient :

$\sigma_b = 0.208$ MPa $\leq \overline{\sigma}_b = 0{,}6 f_{c28} = 15$ MPa **(cv).**

$\sigma_s = 4.86$MPa $\leq \overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3}f_e = 266.66 \text{ MPa}; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633 \text{ MPa}\right] = 201.633$ MPa **(C.V)**

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

III- 1-5- 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.

- **<u>Vérification de la contrainte de cisaillement du béton</u>: [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 : $\overline{\tau} = \min [0{,}15 \ \frac{fc28}{\gamma b}; 4 \text{ Mpa }] = 2{,}5 \text{ Mpa}$ (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- 1-6- Vérification de l'acrotère au séisme : [2]

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces, suivant la formule: Fp **= 4.A.C_p.W_p**. (*Art.6.2.3*)

A: coefficient d'accélération;

A = 0.08 *[Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2, zone I)]*

C_p: facteur de force horizontal;

C_p = 0.8 (*R.P.A 99 page 43 tab. 6.1*)

W_p: poids propre de l'élément

W_p= 1.824 kN.

D'où alors : F_p = 4 x 0.08 x 0.8 x 1.824 $\Rightarrow$ **F_p = 0.47 kN < Q = 1.5kN……(C.V).**

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

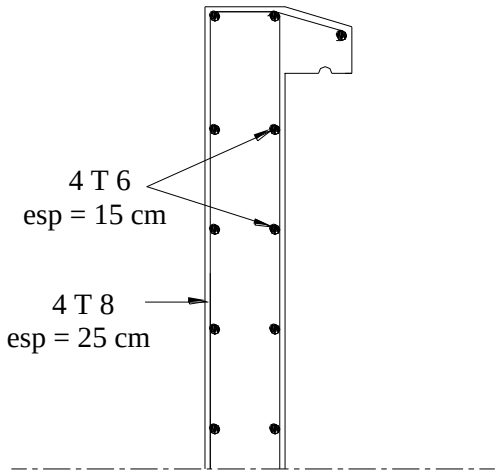


Fig. III-4: Ferraillage de l'acrotère

III.2/ Calcul des dalles pleines:

III.2.1/ 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.
Pour notre structure on a un seul type de dalles pleines: forme régulière (rectangulaire).

III.2.2/ Méthode de calcul:

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines:

- ✓ La méthode forfaitaire: la plus utilisée aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré.
- ✓ La méthode des lignes de rupture: utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

N.B: on a utilisé pour la forme régulière (rectangulaire) la méthode forfaitaire.

III.2.3 /Calcule de ferraillage :

On a 3 types de section de dalles pleins :

III.2.3-1-Type(1) :(S=1.2*4.2) :

$G = 6.23\ KN/m^2$

$Q = 1.5\ KN/m^2$

$P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q = 10.66\ KN/m^2$

$P_{ser} = G + Q = 7.73\ KN/m^2$

On a: $Q \leq \begin{cases} 2G = 12.46\ KN/m^2 \\ 5\ KN/m^2 \end{cases}$

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.2}{4.2} = 0.28 < 0.4$$

→ La dalle travaille suivant une seule direction.
Dans ces conditions, on ne calcule que les armatures parallèles à la petite cote l_x.
On est donc ramené a l'étude d'une poutre de portée l_x. De largeur 1m et de hauteur h.

$M_t=0.8M_0$.
$M_a=-0.5M_0$
$M_0=pl_x^2/8 \Rightarrow M_0=10.66*(1.2)^2/8 \Rightarrow M_0=1.91KNm$.
$M_t=1.52KNm$.
$M_a=-0.95KNm$.

III-2-3-1-1- Calcul du ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

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

b = 100 cm ; h = 15 cm ; d = 13 cm ; e = 2 cm.

Acier: FeE400 ; Fe= 400 MPa ; γ_s = 1.15 ; σ_s = 348 MPa.

Tableau III .1: Calcul des sections de la dalle pleine (rectangulaire).

	M_u KNm	μ	α	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)
En travée	1.52	0.006	0.0075	0.997	0.336	0	1.5
En appuis	0.95	0.004	0.0050	0.998	0.21	0	1.5

Condition de non fragilité: [1]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = 1.5\,cm^2$$

$$A = Max\left[A_{calculée}; A_{min}\right] = A_{min}$$

Donc on adopte les sections:
En travée : 3 T 8=1.5 cm^2.
En appuis : 3 T 8=1.5 cm^2.

Condition d'espacement: [1]

$$S_t \le \overline{S}_t = Min\left[3h = 45\,cm, 33\,cm\right] = 33\,cm$$

Vérification de l'effort tranchant: [1]

Suivant L_x:

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d} \le \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\,MPa$$

T_e= -Pl/2+ (M_w-M_e) / l $\Rightarrow$ T_e =-6.39 KN.

T_w= Pl/2+ (M_w-M_e) / l $\Rightarrow$ T_w =6.39 KN.

$$\tau_u = \frac{6.39 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.049\ MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\ MPa \quad \text{(c.v)}.$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-2-3-1-2 Vérification à l'E.L.S: [2]

Travée :

A = 1.5 cm² ; M_{ser} = 1.11 KNm ; y = 2.20 cm ; I = 2979.33 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{1.11\times10^6}{2979.33\times10^4}\times 22 = 0.81\,MPa$$

$$\sigma_b = 0.81MPa < \overline{\sigma}_b = 15\,MPa \quad (c.v)$$

Appuit:

A = 1.5 cm² ; M_{ser} = 0.7 KNm ; y = 2.20 cm ; I = 2979.33 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{0.7\times10^6}{2979.33\times10^4}\times 22 = 0.51MPa$$

$$\sigma_b = 0.51MPa < \overline{\sigma}_b = 15\,MPa \quad (c.v)$$

III-2-3-1-3 Vérification de la flèche: [1]

1- $\frac{h}{L_x} = \frac{0.15}{1.2} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ (c.v)

2- $\frac{h}{L_x} = 0.125 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = \frac{1.52}{20\times1.91} = 0.039$ (c.v)

3- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{1.5}{100\times13} = 0.001 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ (c.v)

III.2.3-2-Type(2) :(S= 1 * 3.6) :(la terrasse) :

G = 7.55 KN/m²

Q = 1 KN/m²

P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 11.69 KN/m².

P_{ser} = G + Q = 8.55 KN/m².

On a: $Q \leq \begin{cases} 2G = 15.10\,KN/m^2 \\ 5\,KN/m^2 \end{cases}$

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1}{3.6} = 0.27 < 0.4$$

→ La dalle travaille suivant une seule direction.

Dans ces conditions, on ne calcule que les armatures parallèles à la petite cote l_x.

On est donc ramené a l'étude d'une poutre de portée l_x. De largeur 1m et de hauteur h.

$M_t=0.8M_0$.
$M_a=-0.5M_0$
$M_0=pl_x^2/8 \Rightarrow M_0=11.69*(1)^2/8 \Rightarrow M_0=1.46$KNm.
$M_t=1.16$KNm.
$M_a=-0.73$KNm.

III-2-3-2-1- Calcul du ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Béton: $f_{c28}=25$ MPa ; $\gamma_b=1.5$; $\sigma_{bc}=14.2$ MPa ; $f_{t28}=2.1$ MPa

b = 100 cm ; h = 15 cm ; d = 13 cm ; e = 2 cm.

Acier: FeE400 ; Fe= 400 MPa ; $\gamma_s=1.15$; $\sigma_s=348$ MPa.

Tableau III .2: Calcul des sections de la dalle pleine (rectangulaire).

	M_u KNm	μ	α	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)
En travée	1.16	0.006	0.0075	0.997	0.25	0	1.5
En appuis	0.73	0.004	0.0050	0.998	0.16	0	1.5

Condition de non fragilité: [1]

$$A_{min}=\frac{B}{1000}=1.5\,cm^2$$

$$A=\text{Max}\left[A_{calculée};A_{min}\right]=A_{min}$$

Donc on adopte les sections:
En travée : 3 T 8=1.5 cm^2.
En appuis : 3 T 8=1.5 cm^2.

Condition d'espacement: [1]

$$S_t=33\,cm\le\overline{S}_t=\text{Min}\left[3h=45\,cm,33\,cm\right]=33\,cm$$

Vérification de l'effort tranchant: [1]

Suivant L_x:

$$\tau_{ux}=\frac{V_{ux}}{b_0\cdot d}\le\overline{\tau}_u=\frac{0.07\,f_{c28}}{\gamma_b}=1.16\,MPa$$

$T_e=-Pl/2+(M_w-M_e)/l \Rightarrow T_e=-5.84$ KN.

$T_w=Pl/2+(M_w-M_e)/l \Rightarrow T_w=5.84$ KN.

$$\tau_u = \frac{5.84 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.044 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \quad \text{(c.v).}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-2-3-2-2- Vérification à l'E.L.S: [2]

Travée :

A = 1.5 cm² ; M_{ser} = 1.06 KNm ; y = 2.20cm ; I = 2979.33 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{1.06 \times 10^6}{2979.33 \times 10^4} \times 22 = 0.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.81 \text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \quad \text{(c.v).}$$

Appuit:

A = 1.5 cm² ; M_{ser} = 0.53 KNm ; y = 2.20 cm ; I = 2979.33 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{0.53 \times 10^6}{2979.33 \times 10^4} \times 22 = 0.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.51 \text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \quad \text{(c.v).}$$

III-2-3-2-3- Vérification de la flèche: [1]

1- $\frac{h}{L_x} = \frac{0.15}{1} = 0.15 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ (c.v)

2- $\frac{h}{L_x} = 0.15 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = \frac{1.16}{20 \times 1.46} = 0.039$ (c.v)

3- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{1.5}{100 \times 13} = 0.001 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ (c.v)

III-2-3-3-Type(3) :(S= 0.7 * 3.6) :(R.D.C) :

G = 6.23 KN/m²

Q = 1.5 KN/m²

P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 10.66 KN/m².

P_{ser} = G + Q = 7.73 KN/m².

On a: $Q \leq \begin{cases} 2G = 12.46 \text{KN/m}^2 \\ 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.7}{3.6} = 0.19 < 0.4$$

→ La dalle travaille suivant une seule direction.

Dans ces conditions, on ne calcule que les armatures parallèles à la petite cote l_x.

On est donc ramené a l'étude d'une poutre de portée l_x. De largeur 1m et de hauteur h.
$M_t=0.8M_0$.
$M_a=-0.5M_0$
$M_0=pl_x^2/8 \Rightarrow M_0=10.66*(0.7)^2/8 \Rightarrow M_0=0.65$KNm.
$M_t=0.52$KNm.
$M_a=-0.325$KNm.

III-2-3-3-1 Calcul du ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

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

b = 100 cm ; h = 15 cm ; d = 13 cm ; e = 2 cm.

Acier: FeE400 ; Fe= 400 MPa ; γ_s = 1.15 ; σ_s = 348 MPa.

Tableau III .3: Calcul des sections de la dalle pleine (rectangulaire).

	M_u KNm	μ	α	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
En travée	0.52	0.002	0.0025	0.999	0.11	0	1.5
En appuis	0.32	0.002	0.0025	0.998	0.07	0	1.5

Condition de non fragilité: [1]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = 1.5\,cm^2$$

$$A = Max\left\lfloor A_{calculée}; A_{min}\right\rfloor = A_{min}$$

Donc on adopte les sections:
En travée : 3 T 8=1.5 cm^2.
En appuis : 3 T 8=1.5 cm^2.

Condition d'espacement: [1]

$$S_t = 33\,cm \le \overline{S}_t = Min\left[3h = 45\,cm, 33\,cm\right] = 33\,cm$$

Vérification de l'effort tranchant: [1]

Suivant L_x:

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d} \le \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\,MPa$$

T_e= -Pl/2+ (M_w-M_e) / l $\Rightarrow$ T_e = - 3.73 KN.

T_w= Pl/2+ (M_w-M_e) / l $\Rightarrow$ T_w = 3.73 KN.

$\tau_u = \frac{3.73 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.028$ MPa $< \overline{\tau}_u = 1.16$ MPa (c.v).

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-2-3-3-2 Vérification à l'E.L.S: [2]

Travée :

A = 1.5 cm² ; M_{ser} = 0.37 KNm ; y = 2.20cm ; I = 2979.33 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{0.37 \times 10^6}{2979.33 \times 10^4} \times 22 = 0.27 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 0.27\,\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15\,\text{MPa}$ (c.v).

Appuit:

A = 1.5 cm² ; M_{ser} = 0.235 KNm ; y = 2.20 cm ; I = 2979.33 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{0.235 \times 10^6}{2979.33 \times 10^4} \times 22 = 0.17 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 0.17\,\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15\,\text{MPa}$ (c.v).

III-2-3-3-3Vérification de la flèche: [1]

1- $\frac{h}{L_x} = \frac{0.15}{0.7} = 0.21 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ (c.v)

2- $\frac{h}{L_x} = 0.21 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = \frac{0.52}{20 \times 0.65} = 0.04$ (c.v)

3- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{1.5}{100 \times 13} = 0.001 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ (c.v)

III-2-3-4-Type(4) :(S=0.35 * 2.4) :terrasse :

G = 7.55 KN/m²

Q = 1 KN/m²

P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 11.69 KN/m².

P_{ser} = G + Q = 8.55 KN/m².

On a: $Q \leq \begin{cases} 2G = 15.10 \text{KN/m}^2 \\ 5\,\text{KN/m}^2 \end{cases}$

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.35}{2.4} = 0.14 < 0.4$

→ La dalle travaille suivant une seule direction.

Dans ces conditions, on ne calcule que les armatures parallèles à la petite cote l_x.

On est donc ramené a l'étude d'une poutre de portée l_x. De largeur 1m et de hauteur h.

$M_t=0.8M_0$.
$M_a=-0.5M_0$
$M_0=pl_x^2/8 \Rightarrow M_0=11.69*(0.35)^2/8 \Rightarrow M_0=0.17$KNm.
$M_t=0.14$KNm.
$M_a=-0.085$KNm.

III-2-3-4-1- Calcul du ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

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

b = 100 cm ; h = 15 cm ; d = 13 cm ; e = 2 cm.

Acier: FeE400 ; Fe= 400 MPa ; γ_s = 1.15 ; σ_s = 348 MPa.

Tableau III .4: Calcul des sections de la dalle pleine (rectangulaire).

	M_u KNm	μ	α	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)
En travée	0.14	0.002	0.0025	0.999	0.03	0	1.5
En appuis	0.085	0.002	0.0025	0.998	0.01	0	1.5

Condition de non fragilité: [1]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = 1.5\,cm^2$$

$$A = Max\left\lfloor A_{calculée}; A_{min}\right\rfloor = A_{min}$$

Donc on adopte les sections:
En travée : 3 T 8=1.5 cm^2.
En appuis : 3 T 8=1.5 cm^2.

Condition d'espacement: [1]

$$S_t = 33\,cm \le \overline{S}_t = Min\left[3h = 45\,cm, 33\,cm\right] = 33\,cm$$

Vérification de l'effort tranchant: [1]

Suivant L_x:

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d} \leq \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\ \text{MPa}$$

T_e= -Pl/2+ (M_w-M_e) / l $\Rightarrow$ T_e = - 2.04 KN.

T_w= Pl/2+ (M_w-M_e) / l $\Rightarrow$ T_w = 2.04 KN.

$$\tau_u = \frac{2.04 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.015\ \text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\ \text{MPa} \quad \text{(c.v)}.$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-2-3-4-2- Vérification à l'E.L.S: [2]

Travée :

A = 1.5 cm² ; M_{ser} = 0.10 KNm ; y = 2.20cm ; I = 2979.33 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{0.10 \times 10^6}{2979.33 \times 10^4} \times 22 = 0.07\ \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 0.07\,\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15\,\text{MPa} \quad \text{(c.v)}.$$

Appuit:

A = 1.5 cm² ; M_{ser} = 0.065 KNm ; y = 2.20 cm ; I = 2979.33 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{0.065 \times 10^6}{2979.33 \times 10^4} \times 22 = 0.047\ \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 0.047\,\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15\,\text{MPa} \quad \text{(c.v)}.$$

III-2-3-4-3- Vérification de la flèche: [1]

1- $$\frac{h}{L_x} = \frac{0.15}{0.35} = 0.42 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad \text{(c.v)}$$

2- $$\frac{h}{L_x} = 0.42 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = \frac{0.17}{20 \times 0.14} = 0.06 \qquad \text{(c.v)}$$

3- $$\frac{A}{b_0.d} = \frac{1.5}{100 \times 13} = 0.001 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \qquad \text{(c.v)}$$

III.3. PLANCHERS A CORPS CREUX :

Le plancher est de hauteur: h_t = 16+ 4 = 20cm, il est constitué par un corps creux qui repose sur des poutrelles préfabriquées de dimensions (20 x 65) cm².

III. 3.1. 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.

A- Etape 1:

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) cm², généralement avec les armatures supérieure de montage, la poutrelle est donc simplement appuyée, supportant son poids propre, le corps creux et la charge due au poids de l'ouvrier.

III- 3-2- Evaluation des charges et surcharges:

A- Charge permanente:

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

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

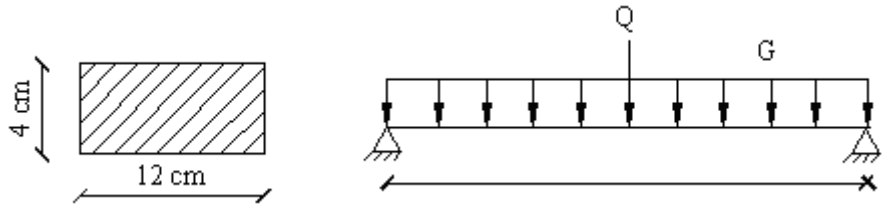


Fig. III-5: Schéma statique de la poutrelle.

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

Q = Max [1 KN ; 0.5 x 4] → Q = 2 KN.

A l'E.L.U, on a: $M_G = \frac{G.L^2}{8} = \frac{0.77(4)^2}{8} = 1.54$ KNm .

$$M_Q = \frac{Q.L}{4} = 2\,KNm$$

$$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 5.08\,KNm$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{5.08\times10^6}{120\times14.2\times(20)^2} = 7.45 > \mu_l = 0.372$$

Les armatures comprimées A' sont nécessaires, cependant la section est faible, pour cela on prévoira des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant coulage de la table de compression.

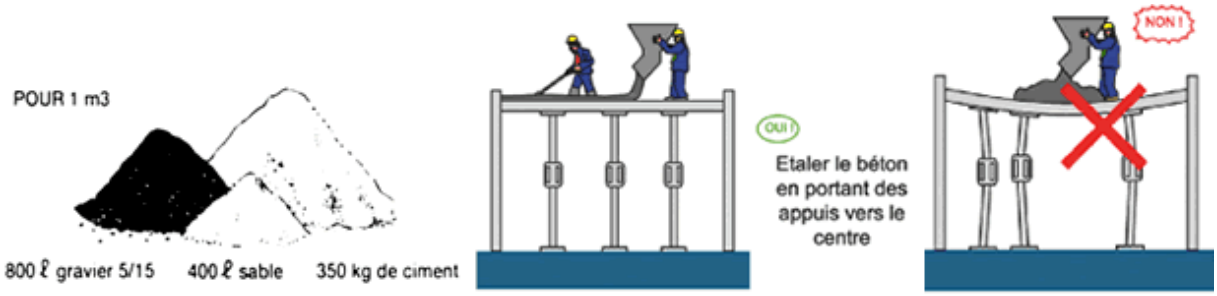


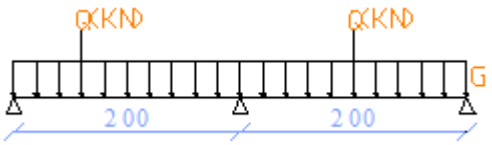
Fig. III-6: choix de disposition des étaiements.

III. 3.3. Calcul des étaiements:

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.

- **Pour un seul étai au milieu :**

G = 0.77 KN/ ml



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

$M_G = 0.385$ KNm ; $M_Q = 0.5\,KNm$

$M_u = 1.27$ KNm

$$\mu = \frac{1.27\times10^3}{12\times14.2\times(3)^2} = 0.83 > \mu_1 = 0.372 \quad \text{(c.n.v)}$$

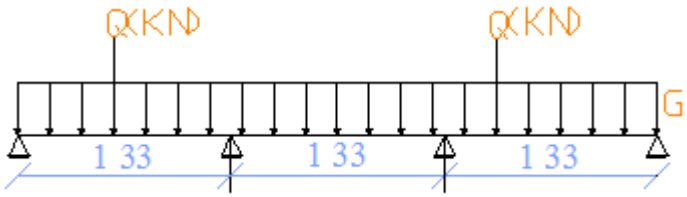
On ajoute un autre étaiement.

- Pour deus étais:

G 0.77 KN/ ml

Q = 1 KN/ml.

$M_G = 0.17$ KNm ; $M_Q = 0.33$KNm

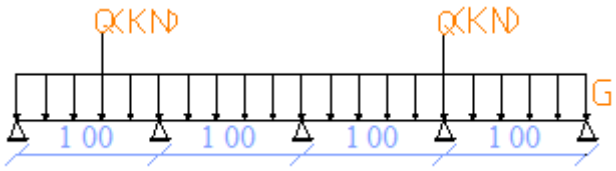


$M_u = 0.725$KNm .

$\mu = 0.47 > \mu_1 = 0.372$ (c.n.v).

On ajoute un autre étaiement.

- **Pour trois étais:**



$M_G = 0.096$ KNm ; $M_Q = 0.25$KNm

$M_u = 0.505$KNm ; $\mu = 0.329 < \mu_1 = 0.372$ (c.v).

Alors il faut prévoir trois étaiements le long de la travée espacés de 1.00 m pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

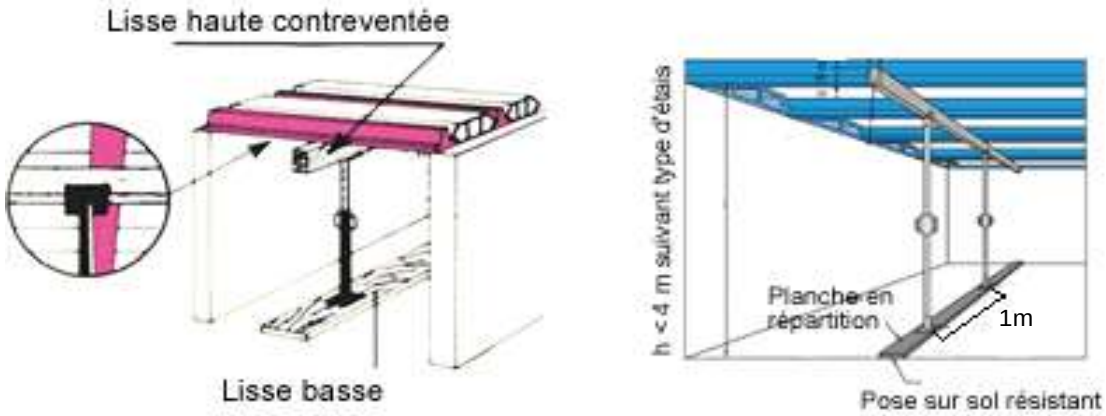


Fig. III-7: Schéma statique de la poutrelle

Deuxième étape : après le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

- **Charges et surcharges:**

Plancher terrasse: G = 6.7 x 0.65 = 4.35 KN/ml.

Q = 1 x 0.65 = 0.65 KNN/ml.

Les charges revenant a la poutrelle: P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.37KN/ml.

P_{ser}= G + Q = 5 KN/ml.

Plancher courant: G = 0.65 x 5.33 = 3.46 KN/ml.

Q = 1.5 x 0.65 = 0.975KNN/ml.

P_u = 6.13 KN/ml.

P_{ser}= 4.43 KN/ml.

La poutrelle la plus sollicitée est celle de la terrasse, le calcul commencera donc de ce plancher et les résultats ainsi obtenus seront adoptés aux autres niveaux.

a) Méthode de calcul :

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.

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

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

- La fissuration est peu nuisible.

a-1) Exposé de la méthode forfaitaire :

On désigne chaque travée par :

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

IL s'agir de vérifier les conditions suivants :

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

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

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

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droit.

M_a : Moment à l'appui.

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

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

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

Avec :

T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

- **Remarque :**

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

a-2) Méthode de Caquot :

- **Exposé de la méthode :**

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable.
Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

A/ portée fictive:

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

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

B/ Coefficient de rigidité

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

$$k_e = \frac{I_e}{l'_e} \quad k_w = \frac{I_w}{l'_w} \quad \text{et où} \quad \frac{k_w}{k_e} = \gamma$$

$$\gamma = \frac{I_w \; l'_e}{I_e \; l'_w}$$

Cas particulier:

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

Le coefficient de rigidité:

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

Le moment aux appuis:

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

Le moment en travée:

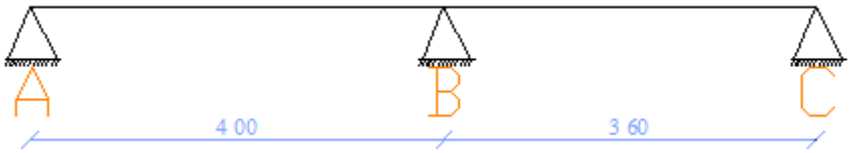
La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi-travée (**x =L/2**) comme moment maximum en travée:

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

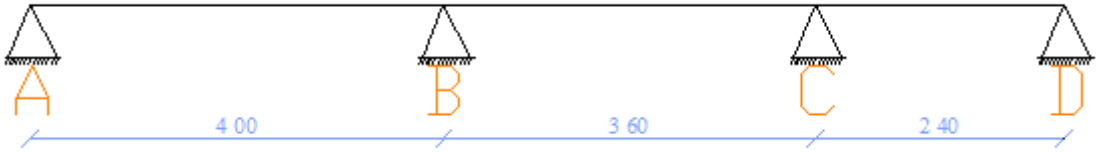
III. 3.4/ Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression :

On a trois types de poutrelles à calculer :

Poutrelles à deux travées :



- **Poutrelles à trois travées :**

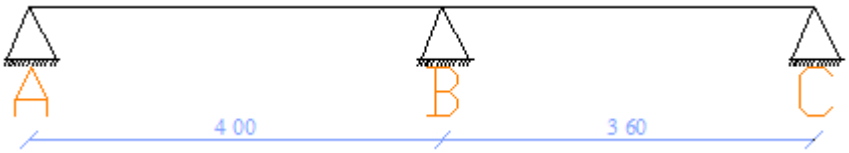


- **Poutrelles à sept travées :**



III- 3-4-1- Poutrelle à deux travées :

a) Calcul des sollicitations :



N.m $M_0 = \frac{PL^2}{8}$.

Détermination des sollicitations:

- **Poutrelles à deux travées:**

Tableau III.5: Vérification des moments et efforts tranchants à l'E.L.U des poutrelles.

Travée	M_t (KNm)	M_e (KNm)	M_w (KNm)	T_e (KNm)	T_w (KNm)
A-1	11.79	7.07	2.94	-16.80	12.67
1-B	9.55	2.38	5.73	-12.33	14.19

Tableau III.6: Vérification des moments et efforts tranchants à l'E.L.S des poutrelles

Travée	M_t (KNm)	M_e (KNm)	M_w (KNm)	T_e (KNm)	T_w (KNm)
A-1	8	6	2	-11	9
1-B	6.48	1.62	4.86	-8.1	9.9

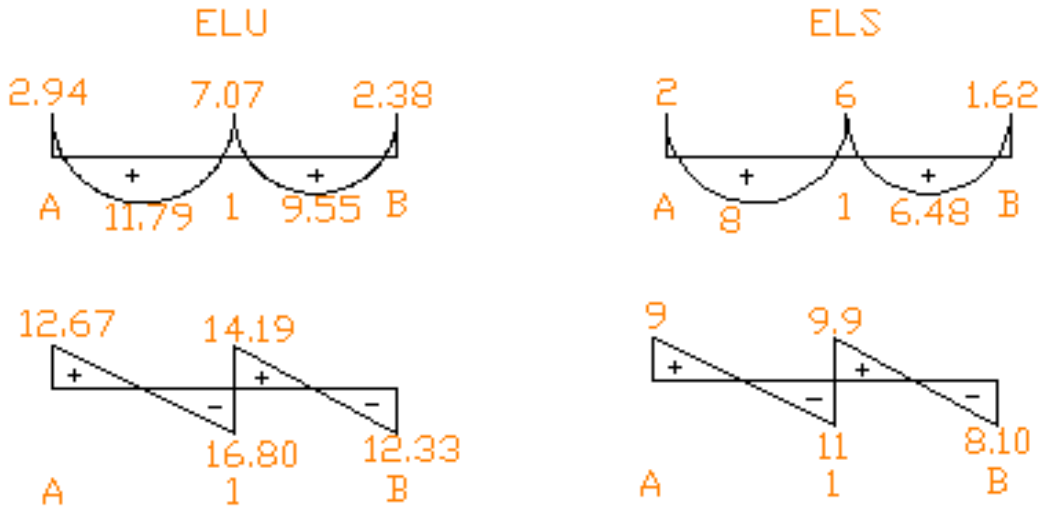


Fig. III-8: Différents efforts dans la poutrelle a deux travée.

a) Calcul du ferraillage:

- **Armatures longitudinales:**

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 = 18cm; 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: [2]

$$M_t^{max} = 11.79 KNm$$

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

$$M_0 = 650 \times 40 \times 14.2 \times (180 - 20) = 59.07 \ KNm$$

$$M_0 = 59.07 KNm > M_t^{max} = 11.79 KNm$$

$M_0 > M_{tu} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression (étude d'une section rectangulaire)

Tableau III.7: Détermination des sections d'acier des poutrelles.

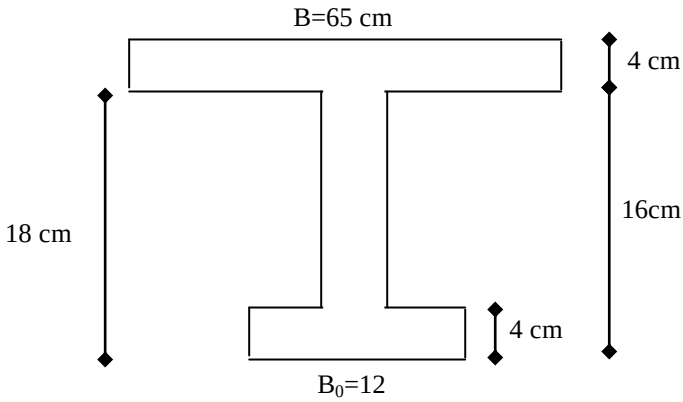
	M_u KNm	μ	α	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
En travée	11.79	0.04	0.0510	0.980	1.92	0	1.3
En appuis	7.07	0.024	0.0304	0.988	1.14	0	0.24

b).Condition de non fragilité: [1]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} \textbf{ (c.v)}$$

En travée: on adopte: A = 3 T 10 = 2.35 cm²

Aux appuis: on adopte: A = 2 T 10 = 1.57 cm²



c).Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{14.19 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.65 MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible.

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

$$\tau_u = 0.65\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$$

d)Vérification au voisinage de l'appui: [1]

Appui de rive: $M_a = 2.94\text{KNm} > 0.9 V_u.d$

$$M_a = 2.94\ \text{KNm} > 0.9 \times 14.19 \times 0.18 = 2.29\text{KNm}$$

Aucun prolongement à faire.

e)Vérification de compression dans la bielle de béton: [2]

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

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2; 0.9d\right] = \text{Min}\left[65 - 2 - 2; 0.9 \times 18\right] = 16.2\text{cm}$$

$$\Rightarrow V_u = 14.19\text{KN} \le 0.4 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 120 \times 162 = 129.6\ \text{KN} \quad \text{(c.v).}$$

f) Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis: [2]

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

$$\sigma_m = \frac{2 \times 14.19 \times 10^3}{120 \times 162} = 1.45\ \text{MPa} < 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.667\ \text{MPa} \quad \text{(c.v).}$$

g) Armatures transversales:

$$\phi_t \le \min\left[\frac{h}{35} = 0.57\,\text{cm}; 1\,\text{cm}; \frac{b_0}{10} = 1.2\,\text{cm}\right] = 0.57\text{cm}$$

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

$S_t \le \min\left[0.9d, 40\,\text{cm}\right] = 16.2\,\text{cm}$ **[1]**

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

$\Rightarrow S_t \ge \frac{A_t}{0.003.b} = 2.87\text{cm}$ Donc on adopte: S_t = 10 cm.

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

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

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

$$\frac{0.56 \times 10^2}{120 \times 100} = 0.0047 \geq \frac{1.15(0.65 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = 6.38.10^{-5}\ \text{(c.v).}$$

$$2\text{-}\ A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e} \qquad \textbf{[1]}$$

$$A_t = 0.56\,cm^2 \geq A_{t\,min} = \frac{0.4 \times 120 \times 100}{400} = 0.12\,cm^2 \quad \text{(c.v)}$$

h) Vérification à l'E.L.S:

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

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

En travée:

$$S_{xx'} = \frac{b.h^2}{2} + 15A'(h_0 - c') - 15A(d - h_0)$$

$S_{xx'} = 12506.5cm^3 > 0$ Donc l'axe neutre est la table de compression.

A = 2.35 cm² ; M_{ser} = 8.00 KNm ; y =3.22 cm ; I = 8423.66 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{8 \times 10^6}{8423.66 \times 10^4} \times 32.2 = 3.05MPa < \overline{\sigma}_b = 15\ MPa$$

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

Aux appuis:

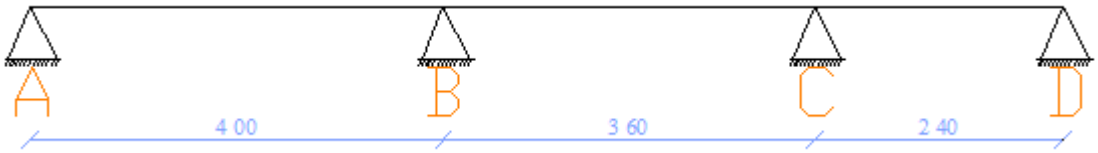
$S_{xx'} = 12670.3cm^3 > 0$ donc l'axe neutre est la table de compression.

A = 1.57 cm² ; M_{ser} = 6 KNm ; y =2.68 cm ; I = 5944.29 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{6\times10^6}{5944.29\times10^4}\times 26.8 = 2.7\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15\text{ MPa}$$

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

III- 3-4-2-Poutrelle à trois travées :



Les conditions de la méthode forfaitaire n'est pas applicable :

$0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25 \Rightarrow 3.6 / 2.4 = 1.5 > 1.25$ (c.n.v).

Alors on applique la méthode de Caquot.

- Détermination des sollicitations:

Tableau III.8: Vérification des moments et efforts tranchants à l'E.L.U des poutrelles.

Travée	M_t (KNm)	M_e (KNm)	M_w (KNm)	T_e (KNm)	T_w (KNm)	M_0 (KNm)
A-B	7.73	11.07	2.94	-16.77	12.7	14.74
B-C	3.34	6.19	11.07	-8.91	12.30	**11.93**
C-D	1.67	1.06	6.19	-6.70	10.98	**5.30**

Tableau III.9: Vérification des moments et efforts tranchants à l'E.L.S des poutrelles.

Travée	M_t (KNm)	M_e (KNm)	M_w (KNm)	T_e (KNm)	T_w (KNm)	M_0 (KNm)
A-B	5.24	7.51	2	-11.37	8.62	10
B-C	2.245	4.20	7.51	-6.05	8.34	8.1
C-D	**1.14**	**0.72**	**4.20**	**-4.55**	**7.45**	**3.6**

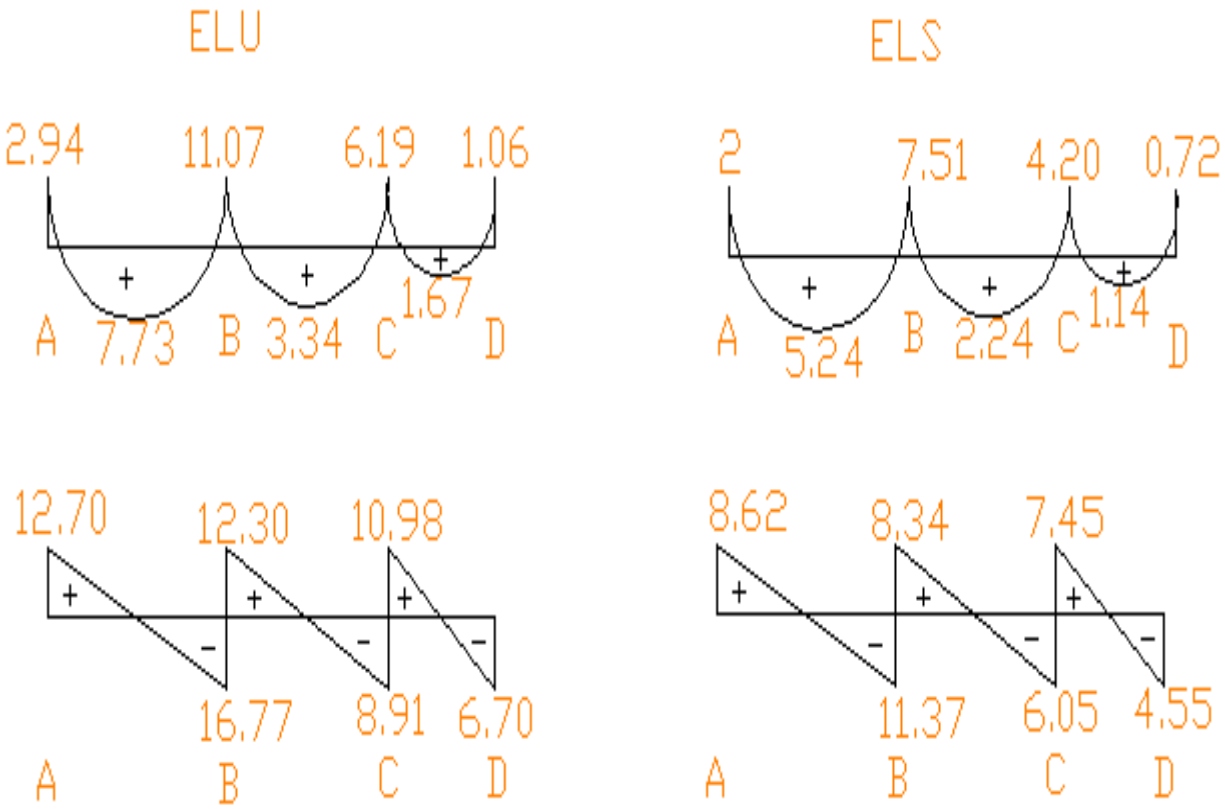


Fig. III-9: Différents efforts dans la poutrelle a trois travée.

III- 3-4-2-1- Calcul du ferraillage:

a/ Armatures longitudinales:

Béton: $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_{bc} = 14.2$ 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 ; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348$ MPa.

Position de l'axe neutre: [2]

$$M_t^{max} = 7.73 KNm$$

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

$$M_0 = 650 \times 40 \times 14.2 \times (180 - 20) = 59.07 \text{ KNm}$$

$$M_0 = 59.07 KNm > M_t^{max} = 7.73 KNm$$

$M_0 > M_{tu} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression (étude d'une section rectangulaire)

Tableau III.10: Détermination des sections d'acier des poutrelles.

	M_u KNm	μ	α	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
En travée	7.73	0.026	0.0330	0.987	1.25	0	1.3
En appuis	11.07	0.038	0.0485	0.981	1.80	0	0.24

b)Condition de non fragilité: [1]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} \textbf{ (c.v).}$$

En travée: on adopte: A = 3T10 = 2.35 cm².

Aux appuis: on adopte: A = 1T12+1T10 = 1.9 cm².

c)Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{12.70 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.58 MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible.

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

$$\tau_u = 0.58\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$$

d) Vérification au voisinage de l'appui: [1]

Appui de rive: $M_a = 2.94\text{KNm} > 0.9 V_u.d$

$$M_a = 2.94\ \text{KNm} > 0.9 \times 12.70 \times 0.18 = 2.05\text{KNm}$$

Aucun prolongement à faire.

e) Vérification de compression dans la bielle de béton: [2]

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

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2; 0.9d\right] = \text{Min}\left[65 - 2 - 2; 0.9 \times 18\right] = 16.2\text{ cm}$$

$$\Rightarrow V_u = 12.70\text{KN} \leq 0.4 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 120 \times 162 = 129.6\text{KN} \quad \text{(c.v).}$$

f) Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis: [2]

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

$$\sigma_m = \frac{2 \times 12.70 \times 10^3}{120 \times 162} = 1.3\text{ MPa} < 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.667\ \text{MPa} \quad \text{(c.v).}$$

g) Armatures transversales:

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

On prend $\phi_t = 6\text{ mm}$; on choisit $A_t = 2\varphi 6 = 0.56\text{ cm}^2$

$$S_t \leq \min\left[0.9d, 40\text{cm}\right] = 16.2\text{cm} \quad \textbf{[1]}$$

$$A_{t\min} \leq 0.003 S_t.b \quad \textbf{[3]}$$

$$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0.003.b} = 2.87\text{cm}$$ Donc on adopte: S_t = 10 cm.

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

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

avec k = 1 (flexion simple) ; $\alpha = 90°$.

$$\frac{0.56 \times 10^2}{120 \times 100} = 0.0047 \geq \frac{1.15(0.58 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = -1.59.10^{-4}\ \text{(c.v)}.$$

$$2\text{-}\ A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0.4.\, b_0 \cdot S_t}{f_e} \quad [1]$$

$$A_t = 0.56\,cm^2 \geq A_{t\,min} = \frac{0.4 \times 120 \times 100}{400} = 0.12\,cm^2 \ \text{(c.v)}$$

III- 3-4-2-2 Vérification à l'E.L.S:

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

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

En travée:

$$S_{xx'} = \frac{b.h^2}{2} + 15A'(h_0 - c') - 15A(d - h_0)$$

$S_{xx'} = 12506.5cm^3 > 0$ Donc l'axe neutre est dans la table de compression.

A = 2.35 cm²; M_{ser} = 5.24 KNm; y = 3.22 cm ; I =8423.66 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{5.24 \times 10^6}{8423.66 \times 10^4} \times 32.2 = 2\ \text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15\ \text{MPa}$$

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

Aux appuis:

$S_{xx'} = 12525.4cm^3 > 0$ Donc l'axe neutre est dans la table de compression.

A = 2.26 cm²; M_{ser} = 7.51 KNm; y = 3.17 cm; I = 8145.77 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{7.51 \times 10^6}{8145.77 \times 10^4} \times 31.7 = 2.92\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15\ \text{MPa}$$

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

III- 3-4-3-Poutrelle à sept travées :

Les conditions de la méthode forfaitaire n'est pas applicable :

$0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25 \Rightarrow 3.6 / 2.4 = 1.5 > 1.25$

$2.4 / 3.6 = 0.67 < 0.8$ (c.n.v).

Alors on applique la méthode de Caquot.

- Détermination des sollicitations:

Tableau III.11: Vérification des moments et efforts tranchants à l'E.L.U des poutrelles.

Travée	M_t (KNm)	M_e (KNm)	M_w (KNm)	T_e (KNm)	T_w (KNm)	M_0 (Knm)
A-B	7.73	11.07	2.94	-16.77	12.70	14.74
B-C	3.60	5.59	11.07	-8.71	12.51	11.93
C-D	0.41	4.19	5.59	-6.34	7.80	5.30
D-E	4.1	4.19	4.19	-8.84	8.84	8.29
E-F	0.41	5.59	4.19	-7.80	6.34	5.30
F-G	3.60	11.07	5.59	-12.51	8.71	11.93
G-H	7.73	2.94	11.07	-12.70	16.77	14.74

Tableau III.12: Vérification des moments et efforts tranchants à l'E.L.S des poutrelles.

Travée	M_t (KNm)	M_e (KNm)	M_w (KNm)	T_e (KNm)	T_w (KNm)	M_0 (KNM)
A-B	5.24	7.51	2	-11.37	8.62	10
B-C	2.45	3.79	7.51	-5.90	8.49	**8.1**
C-D	0.285	2.84	3.79	-4.30	5.29	**3.6**
D-E	2.78	2.84	2.84	-6	6	5.62
E-F	0.285	3.79	2.84	-5.29	4.30	3.6
F-G	2.45	7.51	3.79	-8.49	5.90	8.1
G-H	5.24	2	7.51	-8.62	11.37	10

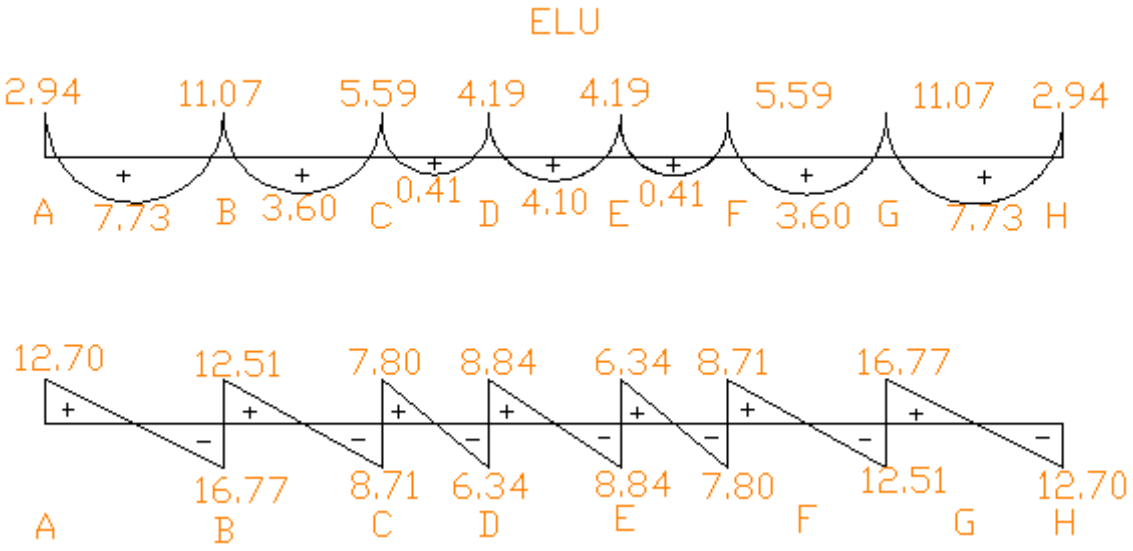


Fig. III-10: Différents efforts dans la poutrelle a sept travée a E.L.U

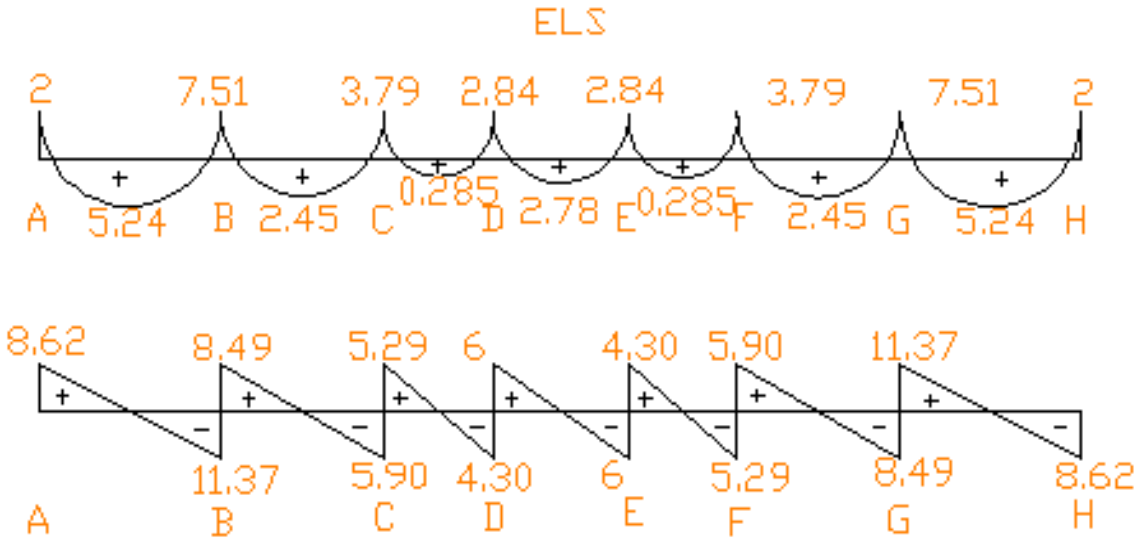


Fig. III-11: Différents efforts dans la poutrelle a sept travée a E.L.S.

III- 3-4-3-1Calcul du ferraillage:

a/ Armatures longitudinales:

Béton: $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_{bc} = 14.2$ 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 ; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348$ MPa.

Position de l'axe neutre: [2]

$$M_t^{max} = 7.73 KNm$$

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

$$M_0 = 650 \times 40 \times 14.2 \times (180 - 20) = 59.07 \text{ KNm}$$

$$M_0 = 59.07 KNm > M_t^{max} = 7.73 KNm$$

$M_0 > M_{tu} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression (étude d'une section rectangulaire)

Tableau III.13: Détermination des sections d'acier des poutrelles.

	M_u KNm	μ	α	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
En travée	7.73	0.026	0.0330	0.987	1.25	0	1.3
En appuis	11.07	0.038	0.0485	0.981	1.80	0	0.24

b)Condition de non fragilité: [1]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} \textbf{ (c.v).}$$

En travée: on adopte: A = 3T10 = 2.35 cm².

Aux appuis: on adopte: A = 1T12+1T10 = 1.9 cm².

c)Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{16.77 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.77 MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible.

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

$$\tau_u = 0.77\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$$

d) Vérification au voisinage de l'appui: [1]

Appui de rive: $M_a = 2.94\text{KNm} > 0.9 V_u.d$

$$M_a = 2.94\ \text{KNm} > 0.9 \times 16.77 \times 0.18 = 2.71\text{KNm}$$

Aucun prolongement à faire.

e) Vérification de compression dans la bielle de béton: [2]

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

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2; 0.9d\right] = \text{Min}\left[65 - 2 - 2; 0.9 \times 18\right] = 16.2\text{ cm}$$

$$\Rightarrow V_u = 16.77\text{KN} \le 0.4 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 120 \times 162 = 129.6\text{KN} \quad \text{(c.v).}$$

f) Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis: [2]

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

$$\sigma_m = \frac{2 \times 16.77 \times 10^3}{120 \times 162} = 1.72\ \text{MPa} < 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.667\ \text{MPa} \quad \text{(c.v).}$$

g) Armatures transversales:

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

On prend $\phi_t = 6\text{ mm}$; on choisit $A_t = 2\varphi 6 = 0.56\text{ cm}^2$

$S_t \le \min\left[0.9d, 40\text{cm}\right] = 16.2\text{cm}$ **[1]**

$A_{t\min} \le 0.003 S_t.b$ **[3]**

$$\Rightarrow S_t \ge \frac{A_t}{0.003.b} = 2.87\text{cm}$$ Donc on adopte: S_t = 10 cm.

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

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

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

$$\frac{0.56 \times 10^2}{120 \times 100} = 0.0047 \geq \frac{1.15(0.77 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = 4.47.10^{-4} \text{ (c.v).}$$

$$2\text{-}\ A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0.4.\, b_0 \cdot S_t}{f_e} \quad [1]$$

$$A_t = 0.56\,cm^2 \geq A_{t\,min} = \frac{0.4 \times 120 \times 100}{400} = 0.12\,cm^2 \ \text{(c.v)}$$

III- 3-4-3-2Vérification à l'E.L.S:

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

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

En travée:

$$S_{xx'} = \frac{b.h^2}{2} + 15A'(h_0 - c') - 15A(d - h_0)$$

$S_{xx'} = 12506.5cm^3 > 0$ Donc l'axe neutre est dans la table de compression.

A = 2.35 cm²; M_{ser} = 5.24 KNm; y = 3.22 cm ; I =8423.66 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{5.24 \times 10^6}{8423.66 \times 10^4} \times 32.2 = 2\ \text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15\ \text{MPa}$$

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

Aux appuis:

$S_{xx'} = 12525.4cm^3 > 0$ Donc l'axe neutre est dans la table de compression.

A = 2.26 cm²; M_{ser} = 7.51 KNm; y = 3.17 cm; I = 8145.77 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{7.51 \times 10^6}{8145.77 \times 10^4} \times 31.7 = 2.92\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15\ \text{MPa}$$

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

III- 3-5/Ferraillage de la dalle de compression: [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.

$$50\,cm < L = 65\,cm < 80\,cm$$

$A_{\perp}$: armatures ($\perp$) aux poutrelles.

$A_{//}$: armatures (//) aux poutrelles.

$$A_{\perp} \geq 0.02.L.\frac{200}{f_e} = \frac{4.L}{f_e}$$

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

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.

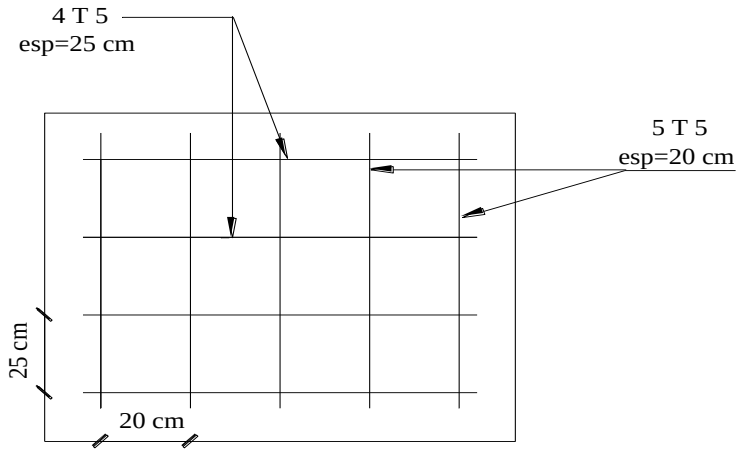


Fig. III-12: Ferraillage de la table de compression

III.4 Escalier :

II.4.1 Introduction :

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur.

III.4.2 Terminologie :

Un escalier se compose d'un certain nombre de ***marches***, on appelle ***emmarchement*** la longueur de ces marches, la largeur d'une marche « g » s'appelle ***le giron***, « h » est la longueur d'une marche.

Le mur qui limite l'escalier s'appelle **le mur d'échiffre**, le plafond qui monte sous les marches s'appelle **paillasse**, la partie verticale d'une marche s'appelle **contre marche**, **la cage** est le volume circonscrit courbe en hélicoïdale qu'on appelle **le limon**, la projection horizontale d'un escalier laissé au milieu un espace appelé **Jour**. **Le collet** est le bord qui limite l'escalier du coté du jour, **la ligne de foulée** est la courbe décrite par une personne gravissant l'escalier, on le suppose tracée à 0.50 en arrière du collet, on appelle **échappée** la hauteur libre verticale au dessus de l'arrête ou nez d'un marche, sa valeur minimale est de 2,00m, **une volée** peut être droite ou courbe, elle doit comporter au maximum 18à 20 marchés, la partie horizontale d'un escalier entre deux volées s'appelle un **palier de repos,** à chaque étage, l'escalier aboutit a un **palier d'arrivée**, qui est en même temps **palier de d'épart** de l'étage au dessus, la longueur d'un palier doit être de 3 marches au moins.

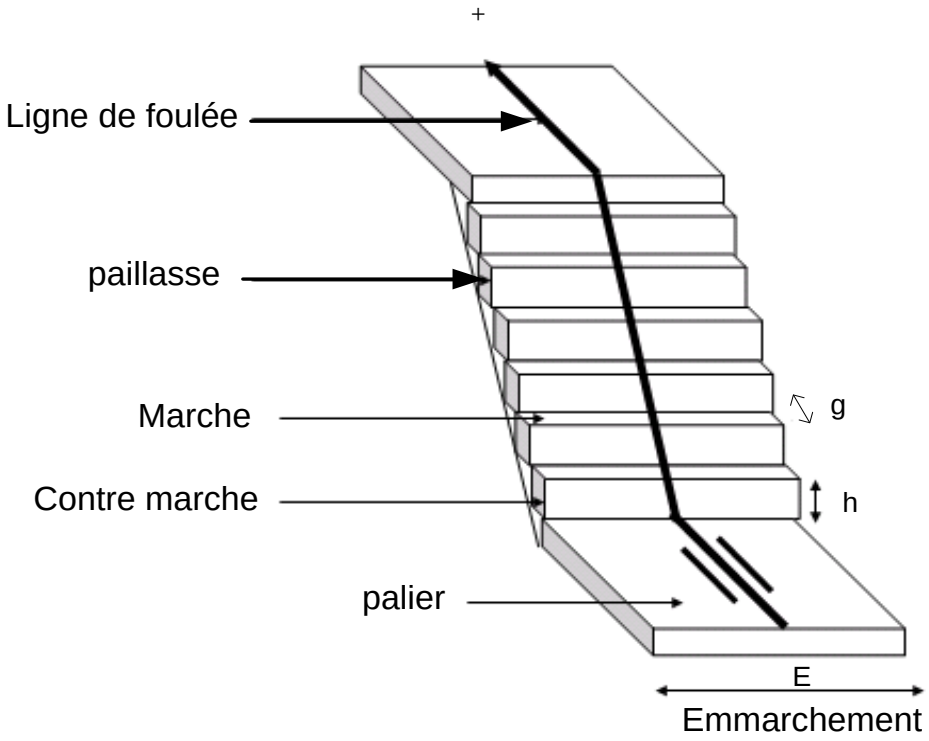


Fig. III.13: Représentation d'un escalier.

III- 4.3.Dimensionnement:

Pour les dimensions des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de BLONDEL: $59\,cm \le g + 2h \le 64\,cm$

Il porte un palier et une paillasse.

$h = \frac{H}{n}$ et $g = \frac{L}{n-1}$

n: nombre de contres marches.

(n-1): nombre de marches.

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

$$x.n^2 - (x + 2H + L).n + 2H = 0 \quad \text{……..(*)}$$

Pour la formule générale (*): $59\,cm \le g + 2h \le 64\,cm$ on prend

g+2h = 64 cm

$$64.n^2 - (64 + 2\times153 + 245).n + 2\times153 = 0$$

$$64n^2 - 615.n + 306 = 0$$

$$\Rightarrow n = 9$$

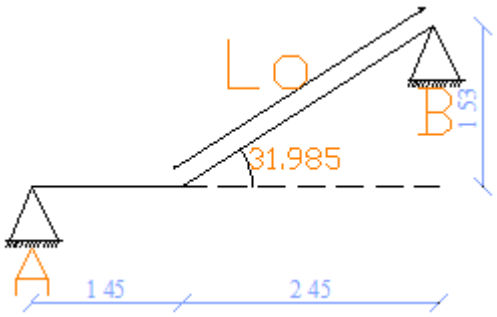


Fig. III.13 Modélisation d'escalier.

Nombre de marches: n - 1 = 8

Nombre de contres marches: n = 9

Hauteur de la marche: $h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17\,cm$

Le giron: g = L / n-1 = 245 / 8 = 30cm

Vérification de la formule de blondel •

$$59cm \le g + 2h = 64cm \le 64cm$$

Vérification d'inclinaison α : •

Tg α = H / L = 153 / 245 = 0.6245 ⟹ **α = 31.985°**

Longueur de la paillasse Lo :

Lo=L/cosα ⇒245/0.848=288.915 cm.

L_{total}= 288.915.

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

$L_{total} / 35 \leq e_p \leq L_{total} / 30 \Longrightarrow 8.25cm \leq e_p \leq 9.63cm.$

On adoptera **: e_p = 16 cm.**

III- 4.4.Evaluation des charges et surcharges:

A- charges permanentes:

Tableau III.14: Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m²) [4]	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.16	25	4
5	Enduit plâtre	0.02	20	0.36
Charge permanente				**5.74**

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

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²) [4]	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.16 / cos α	25	4.746
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit plâtre	0.02	18	0.36
Charge permanente				**8.431**

Surcharge d'exploitation : Q = 2.5KN/m.

III.4.5.Détermination des efforts:

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

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

	G (KNm)	Q (KNm)	P_u (KNm)	P_{ser} (KNm)
Palier	5.74	2.5	11.5	8.24
Paillasse	8.431	2.5	15.13	10.931

Tableau III.16: Combinaison des charges de l'escalier.

a- A l'E.L.U:

Les réactions d'appuis:

$\sum F = 0$

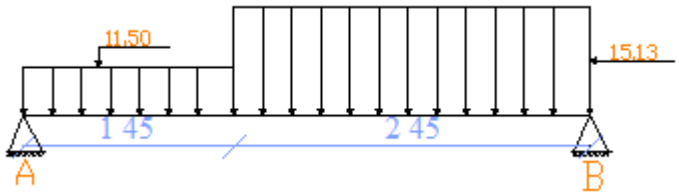
R_a+R_b- (11.5 x 1.45) – (15.132 x 2.45) = 0

R_a+R_b = 54.16

$\sum M/A = 0$

R_b x 3.9 – 11.256 x 1.2x (0.6) – 15.132 x 2.4 x (1.2+2.4/2) = 0

R_a = 28.96KN et R_b = 25.20KN .



Tronçon AC (0 ≤ x ≤ 2.45)

Moment fléchissant M(x) = 28.96x – 15.13x^2/2

Effort tranchant**:** T(x) = -15.13x+ 28.96

M(0) = 0 ; T(0) = 28.96

Tronçon CB (2.45 ≤ x ≤ 3.9)

Moment fléchissant **:** M(x) = 28.96x-(15.13. 2.45)(x-1.45/2)-11.5. $(x-2.45)^2$ /2

Effort tranchant**:** $T(x) = 28.96-15.13.\ 2.45-11.5(x-2.45)$

L'élément max se trouve dans l'intervalle: 0 m ≤ x ≤ 2.45 m. ⇒

T(x) = 0 x = 1.91m ⇒

$\mathbf{M_{max}}$ = M (1.91) = 27.71KN.m

M_t=0.85x27.71=23.55

M_a=0.6x27.71=16.62

A l'E.L.S :

$\sum F = 0 \Rightarrow$ **R_A+R_B –(10.931.2.45)-(8.24.1.45)=0**

R_a + R_B=38.728

$\sum M/A = 0 \Rightarrow$

R_b. 3.9-(8.24.1.45)(2.45+1.45/2)-(10.931.2.45)(2.45/2)=0

Donc R_a = 20.598KN et R_b = 18.13KN

Tronçon AC (0 ≤ x ≤ 2.45)

Moment fléchissant M(x) = 20.598x – 10.931x^2/2

Effort tranchant**:** T(x) = -10.931x + 20.598

M(0) = 0 ; T(0) = 20.598

Tronçon CB (2.45 ≤ x ≤3.9)

Moment fléchissant **:** M(x) = 20.598x-(10.931.2.45)(x-1.45/2)-8.24(x-2.45)^2/2

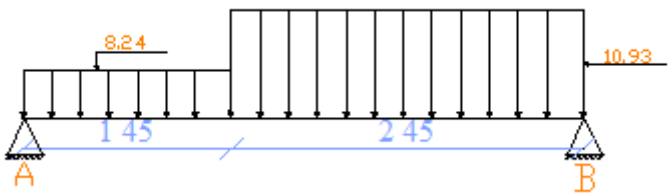
Effort tranchant**:** T(x)= 20.598-8.24(x-2.45)-10.931.2.45

L'élément max se trouve dans l'intervalle: 0 m ≤ x ≤ 2.45 m. ⇒

T(x) = 0 x = 1.88m, $\mathbf{M_{max}}$= M (1.88) = 19.41KN.m

M_t= 0.85x19.41=16.49

M_a=0.6x19.41=11.46



III.4.6 Calcul du ferraillage :

$Fe = 500MPa; \gamma_s = 1{,}15; \overline{\sigma}_s = 435$ Acier :

$F_{c28} = 25MPa;\ f_{t28} = 2{,}1; \gamma = 1{,}5$ Béton

$\overline{\sigma_{bc}} = 14{,}2MPa; b = 100cm; h = 16cm \quad d = 14cm; c = 2cm$

Le moment en travée : M_t^{max} = 23.55 KN.m

Le moment max aux appuis : M_a^{max} = 16.62 KN.m

Tableau III.17 : les résultats de la flexion simple.

	M_u(KN.m)	**D(cm)**	**μ**	**β**	**A_{cal} (cm²/ml)**	**$A_{choisit}$(cm²)**	$A_r = \frac{A}{4}(cm^2)$	**A_r choisit(cm²)**
En travée	**23.55**	**14**	**0.084**	**0.956**	**4.04**	**5T10 =3.93**	**0.982**	**3T10=2.35**
Aux appuis	**16.62**	**14**	**0.06**	**0.969**	**2.81**	**4T10=3.14**	**0.785**	**3T10=2.35**

Avec $\mu = \frac{M_u}{bd^2\overline{\sigma}_{bc}}; A = \frac{M_u}{\beta d\sigma_s}$

Condition de non fragilité : •

$A \geq A_{min} = B/1000 = 1{,}4cm^2$ (c.v)

Le choix : En travée : A = 5T10 = 3.93 cm²

En appuis : A =4T10 = 3.14 cm².

Armature de répartition : A_r = A/4 •

En travée : A_r = 3T10 = 2.35 cm²

Aux appuis : Ar = 3T10 = 2.35 cm²

Condition d'espacement : •

Pour les armatures longitudinales :

$S_t \leq S_{t.adm} = Min[3h = 48;33] = 33cm \quad S_t = 25cm < 33cm$

Pour les armatures transversales :

$S_t \leq S_{t.adm} = Min[4h = 64cm;45cm] = 45cm \quad S_t = 35cm < 45cm$

Vérification de l'effort tranchant: [1] •

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \le \overline{\tau}_u = 0.07\frac{F_{c28}}{1.5} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{28.96 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0.206 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.206\,\text{MPa} \le \overline{\tau}_u = 1.16\,\text{MPa} \qquad \text{(c.v) .}$$

III.4.7. Vérification à l'E.L.S:

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

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

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,\text{MPa}$$

En travées:

A = 3.93 cm²

$$M_{ser} = 16.49 \text{ KNm}$$

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

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

On a: $50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 3.51580269\ 894925$ cm

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y - c')^2 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 7928.16\,cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{16.49 \times 10^6}{7928 \times 10^4} \times 35.5158 = 7.38 \text{ MPa}$$ D'où:

$$\sigma_b = 7.38\,\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15\,\text{MPa} \quad \text{(c.v)}$$

En appuis:

A = 3.14 cm² ; y = 2.81417234379697 cm

$M_{ser} = 11.46$ KNm I = 5172 cm²

$$\sigma_b = \frac{11.46 \times 10^6}{5172 \times 10^4} \times 28.41 = 6.29 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 6.29 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ (c.v).

III.4.8 Vérification de la flèche

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

1• $\frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \rightarrow \frac{16}{245} = 0.065 \geq \frac{23.55}{20 \times 27.71} = 0.042$ $(c.v)$

2• $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0653 \geq 0.0625\,(c,v)$

3• $\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{3.93}{100 \times 14} = 0.0028 \leq \frac{2}{500} = 0.004$ $(c.v)$

Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire puisque les trois conditions ci-dessus sont vérifiées, et on garde l'épaisseur de prédimensionnement (16 cm).

III .1- L'ACROTÈRE:

Introduction :

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

Principe de calcul :

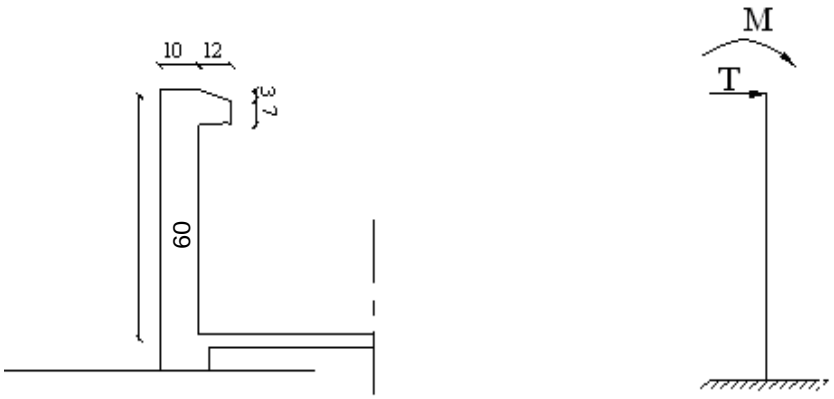
Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console Encastrée dans le plancher terrasse
Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur, et 60 cm de hauteur.
La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

II- 1-1- Évaluation des Charges et surcharges:

- Poids propre : ((0.6x0.1)+(0.07x0.12)+(0.12x0.03/2))x25 = 1.755 kN/ml.
- Revêtement : 2(0,015x0, 6x18) = 0,324 kN/ml.

G = 2.08 kN/ml

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



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

Fig. III-1: L'acrotère

III- 1-2- Calcul des efforts:

- A/ l'E.L.U:

- Effort normal : Nu = 1,35 x 2.08 = 2,806 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 = 2.08 kN.
- Moment d'encastrement Ms = Q x h = 0,60 kN.m
- Effort tranchant T_s = Q = 1kN.m

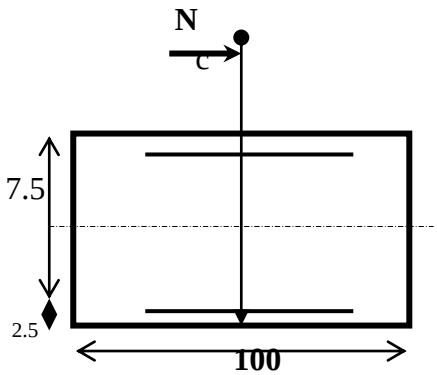


Fig. III-2: Section de B.A à l'ELU

III- 1-3- Calcul du ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée.

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:**

$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,806} \Rightarrow$,e_0 = 32.07cm

Où l'enrobage est: c= c_1 = 2,5 cm

On a e_0=32.07 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) $\Rightarrow$ **e** = 0,345 m.

M_1 = N x **e** $\Rightarrow$ M_1 = 0,968 kN.m

- **Calcul des armatures verticales:**

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{M1}{b.d^2\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = 0,012 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_1 = 0.$

Donc : ß = 0,994

$A_1 = \frac{M_1}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A_1 = 0,373 \text{ cm}^2$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{\sigma_s} \Rightarrow A = 0.29 \text{ cm}^2$

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

Donc: $\begin{cases} A = 0.29 \text{cm}^2 \\ A' = 0 \end{cases}$

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

$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1 \text{cm}^2 > A = 0.29 \text{cm}^2$

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

On adoptera : A_1 = 4 HA 8 = 2.01 cm².

- **Armatures de répartition:**

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

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

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

$S_t = 25\ \text{cm} \le S_{\min} = \min\left[3h = 30\ \text{cm}; 33\ \text{cm}\right] = 30\ \text{cm}$

$S_{tr} = 15\ \text{cm} \le S_{\min r} = \min\left[4h = 40\,\text{cm}; 45\ \text{cm}\right] = 40\ \text{cm}$.

III- 1-4- Vérification à l'E.L.S:

Données: N_{ser} = 2.08 kN ; M_{ser} = 0.6 kN.m.

- **Calcul de l'excentricité:**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6\times10^2}{2.08} = 28.85cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,\text{cm} < e_0 = 28.85\,\text{cm}$

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité ci-contre : $\frac{Mser'}{Nser} > \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où: $B_o = b.h + 15\,(A + A')$ $\Rightarrow$ **B_0 = 1030,15 cm².**

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + A_s d)\right] \Rightarrow$ **υ_1 = 5,073 cm.**

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow$ **υ_2 = 4,927 cm.**

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow$ **I = 8515.10 cm².**

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

Mser' =Mser x Nser (h/2- υ_2) $\Rightarrow$ *Mser'* =**0.598** kN.m Donc :

$\frac{Mser'}{Nser}$ = **28.77 cm** > $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ **=1,677 cm** $\Rightarrow$Alors, on a une section partiellement comprimée.

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

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

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

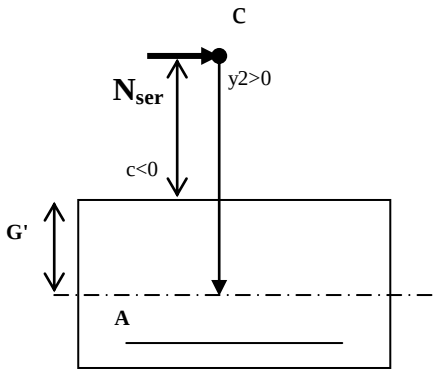


Fig. III-3: Section de B.A à l'ELS

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

$y_2^3 + py_2 + q = 0$**……."*"** Tels que:

$p = -3c^2 + \frac{90A}{b}(d - c) \Rightarrow$ **p = -1649.78 cm²**

et $q = -2c^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 \Rightarrow$ **q = 25354.90 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 = - 23.85 cm < 0**".

D'où l'équation "*" devient : $y_2^3 + (-1649.78)\, y_2 + 25354.90 = 0$

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

$0 < y_1 = y_2 + c < d$

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

Après les calcules on trouve : $\Delta = -2.24 \times 10^{-7} \Rightarrow \phi = 165.5°$; $\alpha = 46.90$.

Finalement, on trouve :

$y_{2,,} = 26.78$ cm

$y_{2,,,} = -46.73$ cm rejetée comme valeur ($y2+c < 0$)

$y_2 = 19.95$ cm rejetée comme valeur (< 0)

D'où alors : $0 < y_1 = 26.78 + (-23.85) = 2.93$ cm $< d = 7.5$ cm

Donc on prend : $y_2 = 26{,}78$ cm.

En revanche on a : $k = \frac{Nser}{Sg'}$

Avec ; $S_{g'} = \frac{by_1^2}{2} + 15[A'_s(y_1 - c') - A_s(d - y_1)]. \Rightarrow S_{g'} = 291.47$ cm³

D'où alors : $k = 2080/291470 \Rightarrow k = 0.0071$ N/mm³

Donc : $\sigma_b = ky_1 = 0.0071 \times 29.3 \Rightarrow \sigma_b = 0.208$ MPa

Et : $\sigma_s = 15k(d - y_1) = 15 \times 0.0071 (75 - 29.3) \Rightarrow \sigma_s = 4.86$ MPa

Donc, on obtient :

$\sigma_b = 0.208$ MPa $\leq \overline{\sigma}_b = 0{,}6 f_{c28} = 15$ MPa **(cv).**

$\sigma_s = 4.86$MPa $\leq \overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3}f_e = 266.66 \text{ MPa}; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633 \text{ MPa}\right] = 201.633$ MPa **(C.V)**

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

III- 1-5- 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.

- **<u>Vérification de la contrainte de cisaillement du béton</u>: [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 : $\overline{\tau} = \min [0{,}15 \ \frac{fc28}{\gamma b}; 4 \text{ Mpa }] = 2{,}5 \text{ Mpa}$ (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- 1-6- Vérification de l'acrotère au séisme : [2]

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces, suivant la formule: Fp **= 4.A.C_p.W_p**. (*Art.6.2.3*)

A: coefficient d'accélération;

A = 0.08 *[Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2, zone I)]*

C_p: facteur de force horizontal;

C_p = 0.8 (*R.P.A 99 page 43 tab. 6.1*)

W_p: poids propre de l'élément

W_p= 1.824 kN.

D'où alors : F_p = 4 x 0.08 x 0.8 x 1.824 $\Rightarrow$ **F_p = 0.47 kN < Q = 1.5kN……(C.V).**

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

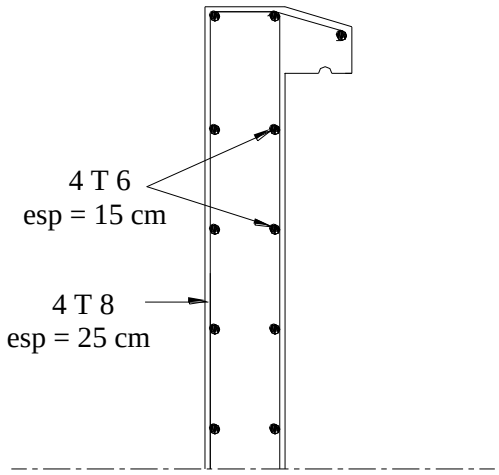


Fig. III-4: Ferraillage de l'acrotère

III.2/ Calcul des dalles pleines:

III.2.1/ 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.
Pour notre structure on a un seul type de dalles pleines: forme régulière (rectangulaire).

III.2.2/ Méthode de calcul:

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines:

- ✓ La méthode forfaitaire: la plus utilisée aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré.
- ✓ La méthode des lignes de rupture: utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

N.B: on a utilisé pour la forme régulière (rectangulaire) la méthode forfaitaire.

III.2.3 /Calcule de ferraillage :

On a 3 types de section de dalles pleins :

III.2.3-1-Type(1) :(S=1.2*4.2) :

$G = 6.23\ KN/m^2$

$Q = 1.5\ KN/m^2$

$P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q = 10.66\ KN/m^2$

$P_{ser} = G + Q = 7.73\ KN/m^2$

On a: $Q \leq \begin{cases} 2G = 12.46\ KN/m^2 \\ 5\ KN/m^2 \end{cases}$

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.2}{4.2} = 0.28 < 0.4$$

→ La dalle travaille suivant une seule direction.
Dans ces conditions, on ne calcule que les armatures parallèles à la petite cote l_x.
On est donc ramené a l'étude d'une poutre de portée l_x. De largeur 1m et de hauteur h.

$M_t=0.8M_0$.
$M_a=-0.5M_0$
$M_0=pl_x^2/8 \Rightarrow M_0=10.66*(1.2)^2/8 \Rightarrow M_0=1.91KNm$.
$M_t=1.52KNm$.
$M_a=-0.95KNm$.

III-2-3-1-1- Calcul du ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

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

b = 100 cm ; h = 15 cm ; d = 13 cm ; e = 2 cm.

Acier: FeE400 ; Fe= 400 MPa ; γ_s = 1.15 ; σ_s = 348 MPa.

Tableau III .1: Calcul des sections de la dalle pleine (rectangulaire).

	M_u KNm	μ	α	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)
En travée	1.52	0.006	0.0075	0.997	0.336	0	1.5
En appuis	0.95	0.004	0.0050	0.998	0.21	0	1.5

Condition de non fragilité: [1]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = 1.5\,cm^2$$

$$A = Max\left[A_{calculée}; A_{min}\right] = A_{min}$$

Donc on adopte les sections:
En travée : 3 T 8=1.5 cm^2.
En appuis : 3 T 8=1.5 cm^2.

Condition d'espacement: [1]

$$S_t \le \overline{S}_t = Min\left[3h = 45\,cm, 33\,cm\right] = 33\,cm$$

Vérification de l'effort tranchant: [1]

Suivant L_x:

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d} \le \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\,MPa$$

T_e= -Pl/2+ (M_w-M_e) / l $\Rightarrow$ T_e =-6.39 KN.

T_w= Pl/2+ (M_w-M_e) / l $\Rightarrow$ T_w =6.39 KN.

$$\tau_u = \frac{6.39 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.049\ MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\ MPa \quad \text{(c.v)}.$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-2-3-1-2 Vérification à l'E.L.S: [2]

Travée :

A = 1.5 cm² ; M_{ser} = 1.11 KNm ; y = 2.20 cm ; I = 2979.33 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{1.11\times10^6}{2979.33\times10^4}\times 22 = 0.81\,MPa$$

$$\sigma_b = 0.81MPa < \overline{\sigma}_b = 15\,MPa \quad (c.v)$$

Appuit:

A = 1.5 cm² ; M_{ser} = 0.7 KNm ; y = 2.20 cm ; I = 2979.33 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{0.7\times10^6}{2979.33\times10^4}\times 22 = 0.51MPa$$

$$\sigma_b = 0.51MPa < \overline{\sigma}_b = 15\,MPa \quad (c.v)$$

III-2-3-1-3 Vérification de la flèche: [1]

1- $\frac{h}{L_x} = \frac{0.15}{1.2} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ (c.v)

2- $\frac{h}{L_x} = 0.125 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = \frac{1.52}{20\times1.91} = 0.039$ (c.v)

3- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{1.5}{100\times13} = 0.001 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ (c.v)

III.2.3-2-Type(2) :(S= 1 * 3.6) :(la terrasse) :

G = 7.55 KN/m²

Q = 1 KN/m²

P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 11.69 KN/m².

P_{ser} = G + Q = 8.55 KN/m².

On a: $Q \leq \begin{cases} 2G = 15.10\,KN/m^2 \\ 5\,KN/m^2 \end{cases}$

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1}{3.6} = 0.27 < 0.4$$

→ La dalle travaille suivant une seule direction.

Dans ces conditions, on ne calcule que les armatures parallèles à la petite cote l_x.

On est donc ramené a l'étude d'une poutre de portée l_x. De largeur 1m et de hauteur h.

$M_t=0.8M_0$.
$M_a=-0.5M_0$
$M_0=pl_x^2/8 \Rightarrow M_0=11.69*(1)^2/8 \Rightarrow M_0=1.46$KNm.
$M_t=1.16$KNm.
$M_a=-0.73$KNm.

III-2-3-2-1- Calcul du ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Béton: $f_{c28}=25$ MPa ; $\gamma_b=1.5$; $\sigma_{bc}=14.2$ MPa ; $f_{t28}=2.1$ MPa

b = 100 cm ; h = 15 cm ; d = 13 cm ; e = 2 cm.

Acier: FeE400 ; Fe= 400 MPa ; $\gamma_s=1.15$; $\sigma_s=348$ MPa.

Tableau III .2: Calcul des sections de la dalle pleine (rectangulaire).

	M_u KNm	μ	α	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)
En travée	1.16	0.006	0.0075	0.997	0.25	0	1.5
En appuis	0.73	0.004	0.0050	0.998	0.16	0	1.5

Condition de non fragilité: [1]

$$A_{min}=\frac{B}{1000}=1.5\,cm^2$$

$$A=\text{Max}\left[A_{calculée};A_{min}\right]=A_{min}$$

Donc on adopte les sections:
En travée : 3 T 8=1.5 cm^2.
En appuis : 3 T 8=1.5 cm^2.

Condition d'espacement: [1]

$$S_t=33\,cm\le\overline{S}_t=\text{Min}\left[3h=45\,cm,33\,cm\right]=33\,cm$$

Vérification de l'effort tranchant: [1]

Suivant L_x:

$$\tau_{ux}=\frac{V_{ux}}{b_0\cdot d}\le\overline{\tau}_u=\frac{0.07\,f_{c28}}{\gamma_b}=1.16\,MPa$$

$T_e=-Pl/2+(M_w-M_e)/l \Rightarrow T_e=-5.84$ KN.

$T_w=Pl/2+(M_w-M_e)/l \Rightarrow T_w=5.84$ KN.

$$\tau_u = \frac{5.84 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.044 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \quad \text{(c.v).}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-2-3-2-2- Vérification à l'E.L.S: [2]

Travée :

A = 1.5 cm² ; M_{ser} = 1.06 KNm ; y = 2.20cm ; I = 2979.33 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{1.06 \times 10^6}{2979.33 \times 10^4} \times 22 = 0.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.81 \text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \quad \text{(c.v).}$$

Appuit:

A = 1.5 cm² ; M_{ser} = 0.53 KNm ; y = 2.20 cm ; I = 2979.33 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{0.53 \times 10^6}{2979.33 \times 10^4} \times 22 = 0.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.51 \text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \quad \text{(c.v).}$$

III-2-3-2-3- Vérification de la flèche: [1]

1- $\frac{h}{L_x} = \frac{0.15}{1} = 0.15 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ (c.v)

2- $\frac{h}{L_x} = 0.15 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = \frac{1.16}{20 \times 1.46} = 0.039$ (c.v)

3- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{1.5}{100 \times 13} = 0.001 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ (c.v)

III-2-3-3-Type(3) :(S= 0.7 * 3.6) :(R.D.C) :

G = 6.23 KN/m²

Q = 1.5 KN/m²

P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 10.66 KN/m².

P_{ser} = G + Q = 7.73 KN/m².

On a: $Q \leq \begin{cases} 2G = 12.46 \text{KN/m}^2 \\ 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.7}{3.6} = 0.19 < 0.4$$

→ La dalle travaille suivant une seule direction.

Dans ces conditions, on ne calcule que les armatures parallèles à la petite cote l_x.

On est donc ramené a l'étude d'une poutre de portée l_x. De largeur 1m et de hauteur h.
$M_t=0.8M_0$.
$M_a=-0.5M_0$
$M_0=pl_x^2/8 \Rightarrow M_0=10.66*(0.7)^2/8 \Rightarrow M_0=0.65$KNm.
$M_t=0.52$KNm.
$M_a=-0.325$KNm.

III-2-3-3-1 Calcul du ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

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

b = 100 cm ; h = 15 cm ; d = 13 cm ; e = 2 cm.

Acier: FeE400 ; Fe= 400 MPa ; γ_s = 1.15 ; σ_s = 348 MPa.

Tableau III .3: Calcul des sections de la dalle pleine (rectangulaire).

	M_u KNm	μ	α	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
En travée	0.52	0.002	0.0025	0.999	0.11	0	1.5
En appuis	0.32	0.002	0.0025	0.998	0.07	0	1.5

Condition de non fragilité: [1]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = 1.5\,cm^2$$

$$A = Max\left\lfloor A_{calculée}; A_{min}\right\rfloor = A_{min}$$

Donc on adopte les sections:
En travée : 3 T 8=1.5 cm^2.
En appuis : 3 T 8=1.5 cm^2.

Condition d'espacement: [1]

$$S_t = 33\,cm \le \overline{S}_t = Min\left[3h = 45\,cm, 33\,cm\right] = 33\,cm$$

Vérification de l'effort tranchant: [1]

Suivant L_x:

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d} \le \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\,MPa$$

T_e= -Pl/2+ (M_w-M_e) / l $\Rightarrow$ T_e = - 3.73 KN.

T_w= Pl/2+ (M_w-M_e) / l $\Rightarrow$ T_w = 3.73 KN.

$\tau_u = \frac{3.73 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.028$ MPa $< \overline{\tau}_u = 1.16$ MPa (c.v).

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-2-3-3-2 Vérification à l'E.L.S: [2]

Travée :

A = 1.5 cm² ; M_{ser} = 0.37 KNm ; y = 2.20cm ; I = 2979.33 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{0.37 \times 10^6}{2979.33 \times 10^4} \times 22 = 0.27 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 0.27\,\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15\,\text{MPa}$ (c.v).

Appuit:

A = 1.5 cm² ; M_{ser} = 0.235 KNm ; y = 2.20 cm ; I = 2979.33 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{0.235 \times 10^6}{2979.33 \times 10^4} \times 22 = 0.17 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 0.17\,\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15\,\text{MPa}$ (c.v).

III-2-3-3-3Vérification de la flèche: [1]

1- $\frac{h}{L_x} = \frac{0.15}{0.7} = 0.21 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ (c.v)

2- $\frac{h}{L_x} = 0.21 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = \frac{0.52}{20 \times 0.65} = 0.04$ (c.v)

3- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{1.5}{100 \times 13} = 0.001 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ (c.v)

III-2-3-4-Type(4) :(S=0.35 * 2.4) :terrasse :

G = 7.55 KN/m²

Q = 1 KN/m²

P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 11.69 KN/m².

P_{ser} = G + Q = 8.55 KN/m².

On a: $Q \leq \begin{cases} 2G = 15.10 \text{KN/m}^2 \\ 5\,\text{KN/m}^2 \end{cases}$

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.35}{2.4} = 0.14 < 0.4$

→ La dalle travaille suivant une seule direction.

Dans ces conditions, on ne calcule que les armatures parallèles à la petite cote l_x.

On est donc ramené a l'étude d'une poutre de portée l_x. De largeur 1m et de hauteur h.

$M_t=0.8M_0$.
$M_a=-0.5M_0$
$M_0=pl_x^2/8 \Rightarrow M_0=11.69*(0.35)^2/8 \Rightarrow M_0=0.17$KNm.
$M_t=0.14$KNm.
$M_a=-0.085$KNm.

III-2-3-4-1- Calcul du ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

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

b = 100 cm ; h = 15 cm ; d = 13 cm ; e = 2 cm.

Acier: FeE400 ; Fe= 400 MPa ; γ_s = 1.15 ; σ_s = 348 MPa.

Tableau III .4: Calcul des sections de la dalle pleine (rectangulaire).

	M_u KNm	μ	α	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)
En travée	0.14	0.002	0.0025	0.999	0.03	0	1.5
En appuis	0.085	0.002	0.0025	0.998	0.01	0	1.5

Condition de non fragilité: [1]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = 1.5\,cm^2$$

$$A = Max\left\lfloor A_{calculée}; A_{min}\right\rfloor = A_{min}$$

Donc on adopte les sections:
En travée : 3 T 8=1.5 cm^2.
En appuis : 3 T 8=1.5 cm^2.

Condition d'espacement: [1]

$$S_t = 33\,cm \le \overline{S}_t = Min\left[3h = 45\,cm, 33\,cm\right] = 33\,cm$$

Vérification de l'effort tranchant: [1]

Suivant L_x:

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d} \leq \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\ \text{MPa}$$

T_e= -Pl/2+ (M_w-M_e) / l $\Rightarrow$ T_e = - 2.04 KN.

T_w= Pl/2+ (M_w-M_e) / l $\Rightarrow$ T_w = 2.04 KN.

$$\tau_u = \frac{2.04 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.015\ \text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\ \text{MPa} \quad \text{(c.v)}.$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-2-3-4-2- Vérification à l'E.L.S: [2]

Travée :

A = 1.5 cm² ; M_{ser} = 0.10 KNm ; y = 2.20cm ; I = 2979.33 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{0.10 \times 10^6}{2979.33 \times 10^4} \times 22 = 0.07\ \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 0.07\,\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15\,\text{MPa} \quad \text{(c.v)}.$$

Appuit:

A = 1.5 cm² ; M_{ser} = 0.065 KNm ; y = 2.20 cm ; I = 2979.33 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{0.065 \times 10^6}{2979.33 \times 10^4} \times 22 = 0.047\ \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 0.047\,\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15\,\text{MPa} \quad \text{(c.v)}.$$

III-2-3-4-3- Vérification de la flèche: [1]

1- $$\frac{h}{L_x} = \frac{0.15}{0.35} = 0.42 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad \text{(c.v)}$$

2- $$\frac{h}{L_x} = 0.42 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = \frac{0.17}{20 \times 0.14} = 0.06 \qquad \text{(c.v)}$$

3- $$\frac{A}{b_0.d} = \frac{1.5}{100 \times 13} = 0.001 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \qquad \text{(c.v)}$$

III.3. PLANCHERS A CORPS CREUX :

Le plancher est de hauteur: h_t = 16+ 4 = 20cm, il est constitué par un corps creux qui repose sur des poutrelles préfabriquées de dimensions (20 x 65) cm².

III. 3.1. 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.

A- Etape 1:

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) cm², généralement avec les armatures supérieure de montage, la poutrelle est donc simplement appuyée, supportant son poids propre, le corps creux et la charge due au poids de l'ouvrier.

III- 3-2- Evaluation des charges et surcharges:

A- Charge permanente:

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

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

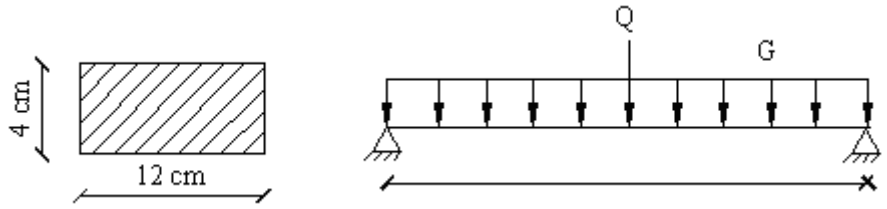


Fig. III-5: Schéma statique de la poutrelle.

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

Q = Max [1 KN ; 0.5 x 4] → Q = 2 KN.

A l'E.L.U, on a: $M_G = \frac{G.L^2}{8} = \frac{0.77(4)^2}{8} = 1.54$ KNm .

$$M_Q = \frac{Q.L}{4} = 2\,KNm$$

$$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 5.08\,KNm$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{5.08\times10^6}{120\times14.2\times(20)^2} = 7.45 > \mu_l = 0.372$$

Les armatures comprimées A' sont nécessaires, cependant la section est faible, pour cela on prévoira des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant coulage de la table de compression.

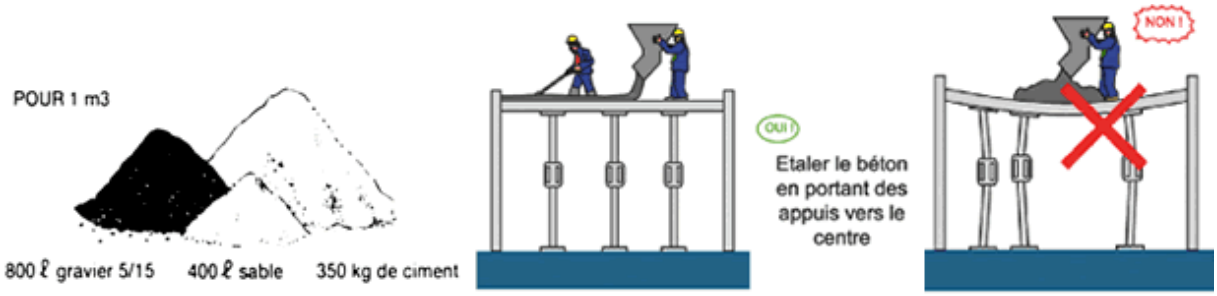


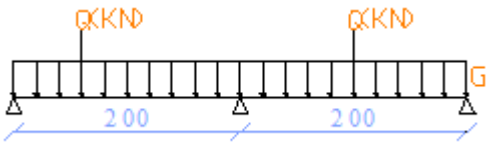
Fig. III-6: choix de disposition des étaiements.

III. 3.3. Calcul des étaiements:

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.

- **Pour un seul étai au milieu :**

G = 0.77 KN/ ml



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

$M_G = 0.385$ KNm ; $M_Q = 0.5\,KNm$

$M_u = 1.27$ KNm

$$\mu = \frac{1.27\times10^3}{12\times14.2\times(3)^2} = 0.83 > \mu_1 = 0.372 \quad \text{(c.n.v)}$$

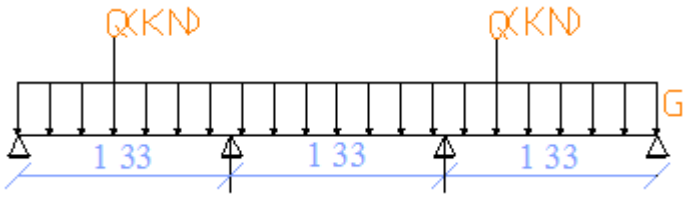
On ajoute un autre étaiement.

- Pour deus étais:

G 0.77 KN/ ml

Q = 1 KN/ml.

$M_G = 0.17$ KNm ; $M_Q = 0.33$KNm

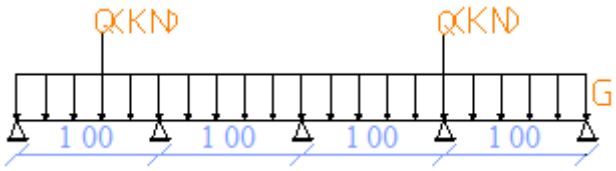


$M_u = 0.725$KNm .

$\mu = 0.47 > \mu_1 = 0.372$ (c.n.v).

On ajoute un autre étaiement.

- **Pour trois étais:**



$M_G = 0.096$ KNm ; $M_Q = 0.25$KNm

$M_u = 0.505$KNm ; $\mu = 0.329 < \mu_1 = 0.372$ (c.v).

Alors il faut prévoir trois étaiements le long de la travée espacés de 1.00 m pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

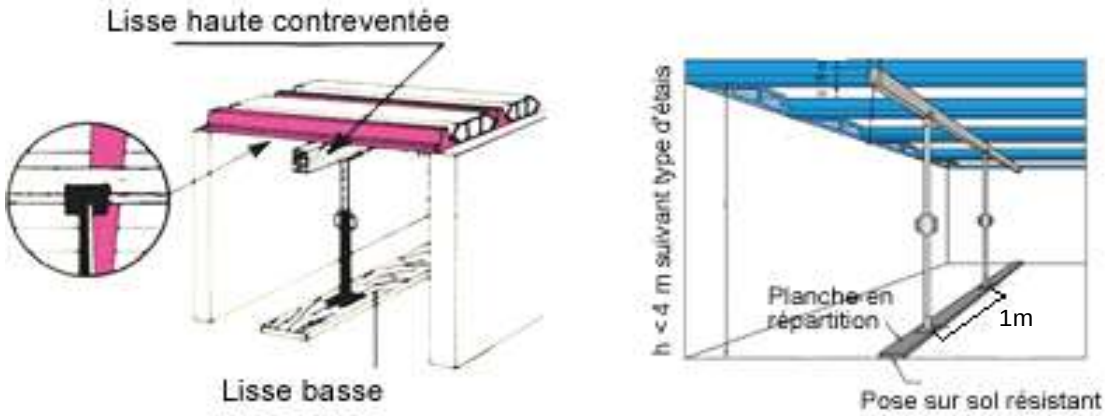


Fig. III-7: Schéma statique de la poutrelle

Deuxième étape : après le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

- **Charges et surcharges:**

Plancher terrasse: G = 6.7 x 0.65 = 4.35 KN/ml.

Q = 1 x 0.65 = 0.65 KNN/ml.

Les charges revenant a la poutrelle: P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.37KN/ml.

P_{ser}= G + Q = 5 KN/ml.

Plancher courant: G = 0.65 x 5.33 = 3.46 KN/ml.

Q = 1.5 x 0.65 = 0.975KNN/ml.

P_u = 6.13 KN/ml.

P_{ser}= 4.43 KN/ml.

La poutrelle la plus sollicitée est celle de la terrasse, le calcul commencera donc de ce plancher et les résultats ainsi obtenus seront adoptés aux autres niveaux.

a) Méthode de calcul :

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.

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

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

- La fissuration est peu nuisible.

a-1) Exposé de la méthode forfaitaire :

On désigne chaque travée par :

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

IL s'agir de vérifier les conditions suivants :

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

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

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

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droit.

M_a : Moment à l'appui.

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

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

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

Avec :

T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

- **Remarque :**

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

a-2) Méthode de Caquot :

- **Exposé de la méthode :**

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable.
Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

A/ portée fictive:

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

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

B/ Coefficient de rigidité

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

$$k_e = \frac{I_e}{l'_e} \quad k_w = \frac{I_w}{l'_w} \quad \text{et où} \quad \frac{k_w}{k_e} = \gamma$$

$$\gamma = \frac{I_w \; l'_e}{I_e \; l'_w}$$

Cas particulier:

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

Le coefficient de rigidité:

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

Le moment aux appuis:

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

Le moment en travée:

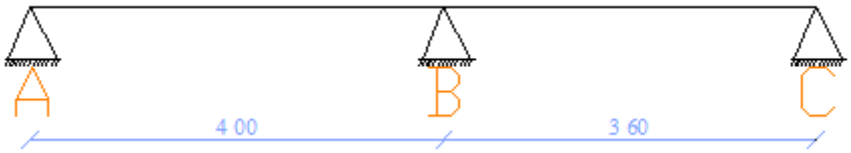
La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi-travée (**x =L/2**) comme moment maximum en travée:

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

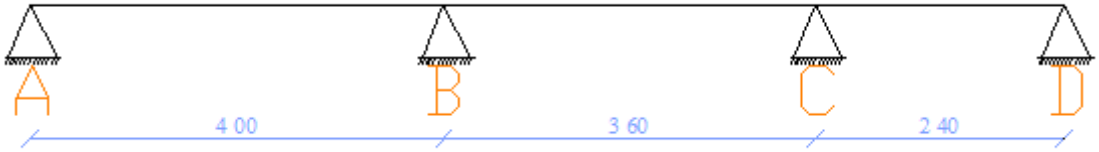
III. 3.4/ Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression :

On a trois types de poutrelles à calculer :

Poutrelles à deux travées :



- **Poutrelles à trois travées :**

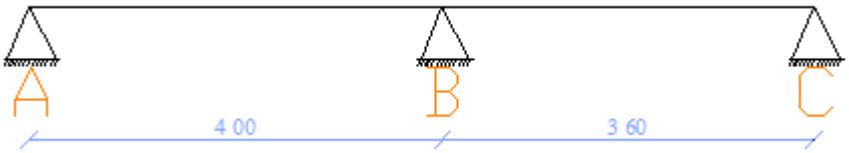


- **Poutrelles à sept travées :**



III- 3-4-1- Poutrelle à deux travées :

a) Calcul des sollicitations :



N.m $M_0 = \frac{PL^2}{8}$.

Détermination des sollicitations:

- **Poutrelles à deux travées:**

Tableau III.5: Vérification des moments et efforts tranchants à l'E.L.U des poutrelles.

Travée	M_t (KNm)	M_e (KNm)	M_w (KNm)	T_e (KNm)	T_w (KNm)
A-1	11.79	7.07	2.94	-16.80	12.67
1-B	9.55	2.38	5.73	-12.33	14.19

Tableau III.6: Vérification des moments et efforts tranchants à l'E.L.S des poutrelles

Travée	M_t (KNm)	M_e (KNm)	M_w (KNm)	T_e (KNm)	T_w (KNm)
A-1	8	6	2	-11	9
1-B	6.48	1.62	4.86	-8.1	9.9

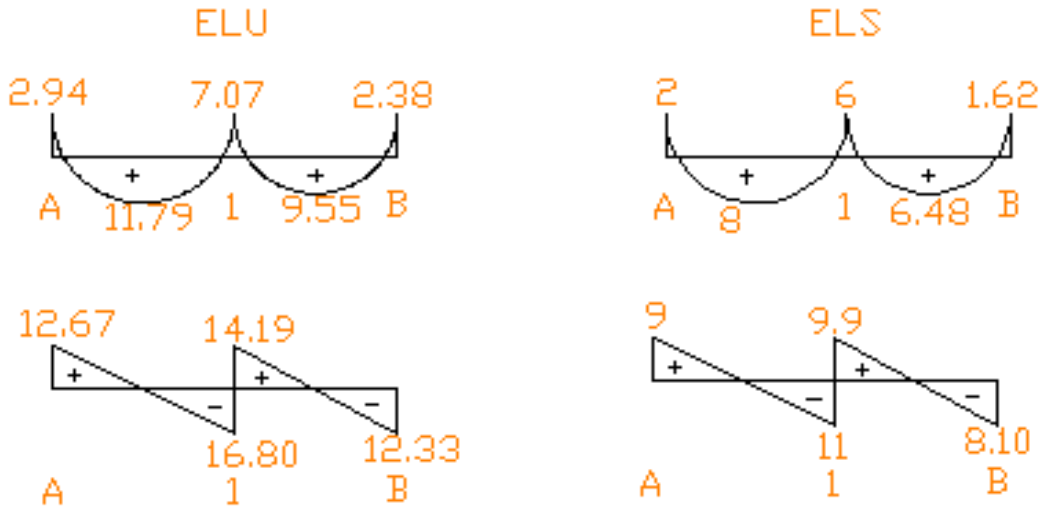


Fig. III-8: Différents efforts dans la poutrelle a deux travée.

a) Calcul du ferraillage:

- **Armatures longitudinales:**

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 = 18cm; 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: [2]

$$M_t^{max} = 11.79 KNm$$

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

$$M_0 = 650 \times 40 \times 14.2 \times (180 - 20) = 59.07 \ KNm$$

$$M_0 = 59.07 KNm > M_t^{max} = 11.79 KNm$$

$M_0 > M_{tu} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression (étude d'une section rectangulaire)

Tableau III.7: Détermination des sections d'acier des poutrelles.

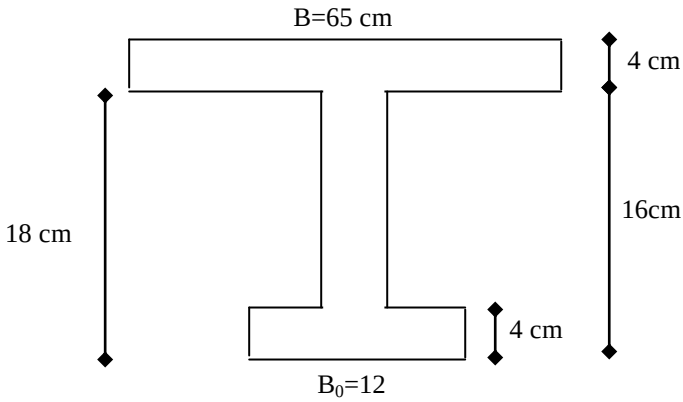
	M_u KNm	μ	α	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
En travée	11.79	0.04	0.0510	0.980	1.92	0	1.3
En appuis	7.07	0.024	0.0304	0.988	1.14	0	0.24

b).Condition de non fragilité: [1]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} \textbf{ (c.v)}$$

En travée: on adopte: A = 3 T 10 = 2.35 cm²

Aux appuis: on adopte: A = 2 T 10 = 1.57 cm²



c).Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{14.19 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.65 MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible.

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

$$\tau_u = 0.65\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$$

d)Vérification au voisinage de l'appui: [1]

Appui de rive: $M_a = 2.94\text{KNm} > 0.9 V_u.d$

$$M_a = 2.94\ \text{KNm} > 0.9 \times 14.19 \times 0.18 = 2.29\text{KNm}$$

Aucun prolongement à faire.

e)Vérification de compression dans la bielle de béton: [2]

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

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2; 0.9d\right] = \text{Min}\left[65 - 2 - 2; 0.9 \times 18\right] = 16.2\text{cm}$$

$$\Rightarrow V_u = 14.19\text{KN} \le 0.4 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 120 \times 162 = 129.6\ \text{KN} \quad \text{(c.v).}$$

f) Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis: [2]

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

$$\sigma_m = \frac{2 \times 14.19 \times 10^3}{120 \times 162} = 1.45\ \text{MPa} < 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.667\ \text{MPa} \quad \text{(c.v).}$$

g) Armatures transversales:

$$\phi_t \le \min\left[\frac{h}{35} = 0.57\,\text{cm}; 1\,\text{cm}; \frac{b_0}{10} = 1.2\,\text{cm}\right] = 0.57\text{cm}$$

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

$S_t \le \min\left[0.9d, 40\,\text{cm}\right] = 16.2\,\text{cm}$ **[1]**

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

$\Rightarrow S_t \ge \frac{A_t}{0.003.b} = 2.87\text{cm}$ Donc on adopte: S_t = 10 cm.

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

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

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

$$\frac{0.56 \times 10^2}{120 \times 100} = 0.0047 \geq \frac{1.15(0.65 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = 6.38.10^{-5}\ \text{(c.v).}$$

$$2\text{-}\ A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e} \qquad \textbf{[1]}$$

$$A_t = 0.56\,cm^2 \geq A_{t\,min} = \frac{0.4 \times 120 \times 100}{400} = 0.12\,cm^2 \quad \text{(c.v)}$$

h) Vérification à l'E.L.S:

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

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

En travée:

$$S_{xx'} = \frac{b.h^2}{2} + 15A'(h_0 - c') - 15A(d - h_0)$$

$S_{xx'} = 12506.5cm^3 > 0$ Donc l'axe neutre est la table de compression.

A = 2.35 cm² ; M_{ser} = 8.00 KNm ; y =3.22 cm ; I = 8423.66 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{8 \times 10^6}{8423.66 \times 10^4} \times 32.2 = 3.05MPa < \overline{\sigma}_b = 15\ MPa$$

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

Aux appuis:

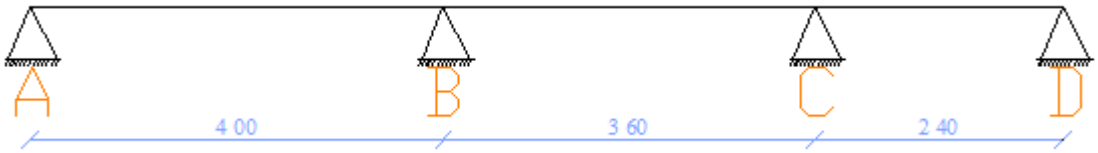
$S_{xx'} = 12670.3cm^3 > 0$ donc l'axe neutre est la table de compression.

A = 1.57 cm² ; M_{ser} = 6 KNm ; y =2.68 cm ; I = 5944.29 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{6\times10^6}{5944.29\times10^4}\times 26.8 = 2.7\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15\text{ MPa}$$

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

III- 3-4-2-Poutrelle à trois travées :



Les conditions de la méthode forfaitaire n'est pas applicable :

$0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25 \Rightarrow 3.6 / 2.4 = 1.5 > 1.25$ (c.n.v).

Alors on applique la méthode de Caquot.

- Détermination des sollicitations:

Tableau III.8: Vérification des moments et efforts tranchants à l'E.L.U des poutrelles.

Travée	M_t (KNm)	M_e (KNm)	M_w (KNm)	T_e (KNm)	T_w (KNm)	M_0 (KNm)
A-B	7.73	11.07	2.94	-16.77	12.7	14.74
B-C	3.34	6.19	11.07	-8.91	12.30	**11.93**
C-D	1.67	1.06	6.19	-6.70	10.98	**5.30**

Tableau III.9: Vérification des moments et efforts tranchants à l'E.L.S des poutrelles.

Travée	M_t (KNm)	M_e (KNm)	M_w (KNm)	T_e (KNm)	T_w (KNm)	M_0 (KNm)
A-B	5.24	7.51	2	-11.37	8.62	10
B-C	2.245	4.20	7.51	-6.05	8.34	8.1
C-D	**1.14**	**0.72**	**4.20**	**-4.55**	**7.45**	**3.6**

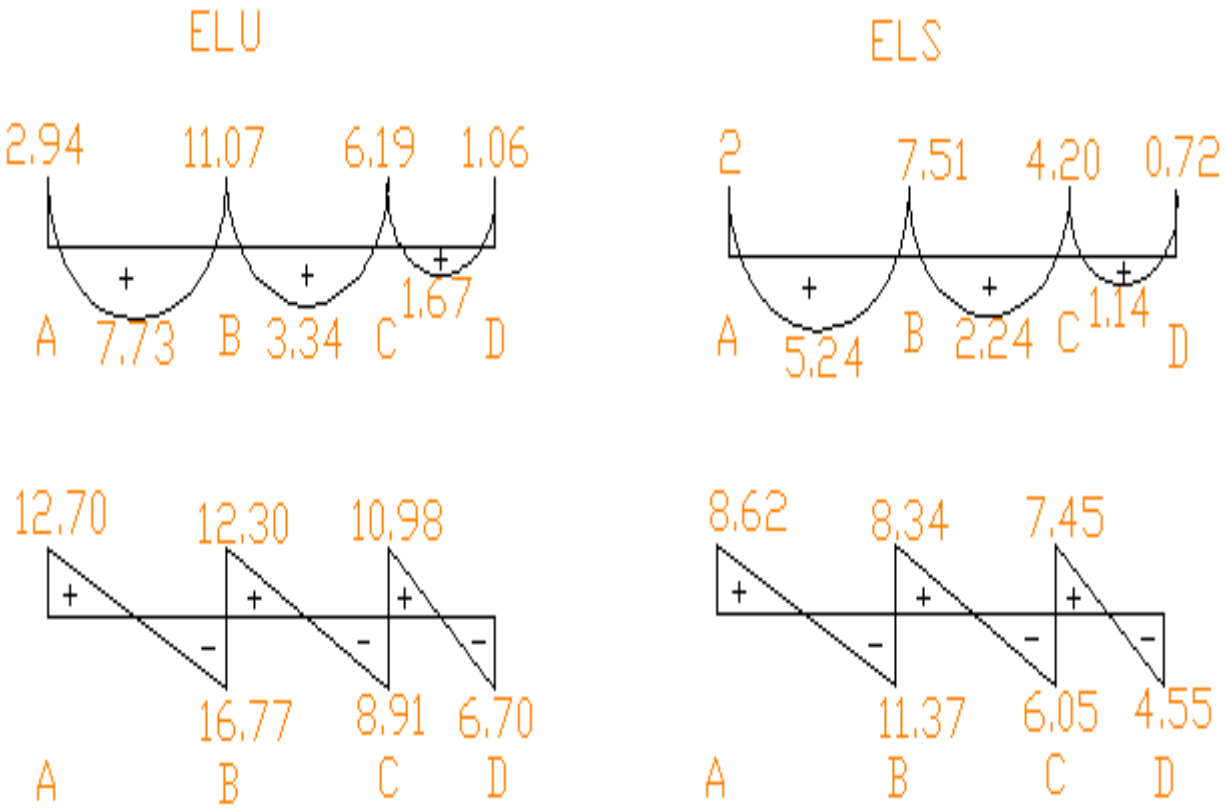


Fig. III-9: Différents efforts dans la poutrelle a trois travée.

III- 3-4-2-1- Calcul du ferraillage:

a/ Armatures longitudinales:

Béton: $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_{bc} = 14.2$ 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 ; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348$ MPa.

Position de l'axe neutre: [2]

$$M_t^{max} = 7.73 KNm$$

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

$$M_0 = 650 \times 40 \times 14.2 \times (180 - 20) = 59.07 \text{ KNm}$$

$$M_0 = 59.07 KNm > M_t^{max} = 7.73 KNm$$

$M_0 > M_{tu} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression (étude d'une section rectangulaire)

Tableau III.10: Détermination des sections d'acier des poutrelles.

	M_u KNm	μ	α	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
En travée	7.73	0.026	0.0330	0.987	1.25	0	1.3
En appuis	11.07	0.038	0.0485	0.981	1.80	0	0.24

b)Condition de non fragilité: [1]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} \textbf{ (c.v).}$$

En travée: on adopte: A = 3T10 = 2.35 cm².

Aux appuis: on adopte: A = 1T12+1T10 = 1.9 cm².

c)Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{12.70 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.58 MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible.

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

$$\tau_u = 0.58\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$$

d) Vérification au voisinage de l'appui: [1]

Appui de rive: $M_a = 2.94\text{KNm} > 0.9 V_u.d$

$$M_a = 2.94\ \text{KNm} > 0.9 \times 12.70 \times 0.18 = 2.05\text{KNm}$$

Aucun prolongement à faire.

e) Vérification de compression dans la bielle de béton: [2]

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

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2; 0.9d\right] = \text{Min}\left[65 - 2 - 2; 0.9 \times 18\right] = 16.2\text{ cm}$$

$$\Rightarrow V_u = 12.70\text{KN} \leq 0.4 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 120 \times 162 = 129.6\text{KN} \quad \text{(c.v).}$$

f) Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis: [2]

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

$$\sigma_m = \frac{2 \times 12.70 \times 10^3}{120 \times 162} = 1.3\text{ MPa} < 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.667\ \text{MPa} \quad \text{(c.v).}$$

g) Armatures transversales:

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

On prend $\phi_t = 6\text{ mm}$; on choisit $A_t = 2\varphi 6 = 0.56\text{ cm}^2$

$$S_t \leq \min\left[0.9d, 40\text{cm}\right] = 16.2\text{cm} \quad \textbf{[1]}$$

$$A_{t\min} \leq 0.003 S_t.b \quad \textbf{[3]}$$

$$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0.003.b} = 2.87\text{cm}$$ Donc on adopte: S_t = 10 cm.

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

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

avec k = 1 (flexion simple) ; $\alpha = 90°$.

$$\frac{0.56 \times 10^2}{120 \times 100} = 0.0047 \geq \frac{1.15(0.58 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = -1.59.10^{-4}\ \text{(c.v)}.$$

$$2\text{-}\ A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0.4.\, b_0 \cdot S_t}{f_e} \quad [1]$$

$$A_t = 0.56\,cm^2 \geq A_{t\,min} = \frac{0.4 \times 120 \times 100}{400} = 0.12\,cm^2 \ \text{(c.v)}$$

III- 3-4-2-2 Vérification à l'E.L.S:

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

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

En travée:

$$S_{xx'} = \frac{b.h^2}{2} + 15A'(h_0 - c') - 15A(d - h_0)$$

$S_{xx'} = 12506.5cm^3 > 0$ Donc l'axe neutre est dans la table de compression.

A = 2.35 cm²; M_{ser} = 5.24 KNm; y = 3.22 cm ; I =8423.66 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{5.24 \times 10^6}{8423.66 \times 10^4} \times 32.2 = 2\ \text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15\ \text{MPa}$$

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

Aux appuis:

$S_{xx'} = 12525.4cm^3 > 0$ Donc l'axe neutre est dans la table de compression.

A = 2.26 cm²; M_{ser} = 7.51 KNm; y = 3.17 cm; I = 8145.77 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{7.51 \times 10^6}{8145.77 \times 10^4} \times 31.7 = 2.92\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15\ \text{MPa}$$

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

III- 3-4-3-Poutrelle à sept travées :

Les conditions de la méthode forfaitaire n'est pas applicable :

$0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25 \Rightarrow 3.6 / 2.4 = 1.5 > 1.25$

$2.4 / 3.6 = 0.67 < 0.8$ (c.n.v).

Alors on applique la méthode de Caquot.

- Détermination des sollicitations:

Tableau III.11: Vérification des moments et efforts tranchants à l'E.L.U des poutrelles.

Travée	M_t (KNm)	M_e (KNm)	M_w (KNm)	T_e (KNm)	T_w (KNm)	M_0 (Knm)
A-B	7.73	11.07	2.94	-16.77	12.70	14.74
B-C	3.60	5.59	11.07	-8.71	12.51	11.93
C-D	0.41	4.19	5.59	-6.34	7.80	5.30
D-E	4.1	4.19	4.19	-8.84	8.84	8.29
E-F	0.41	5.59	4.19	-7.80	6.34	5.30
F-G	3.60	11.07	5.59	-12.51	8.71	11.93
G-H	7.73	2.94	11.07	-12.70	16.77	14.74

Tableau III.12: Vérification des moments et efforts tranchants à l'E.L.S des poutrelles.

Travée	M_t (KNm)	M_e (KNm)	M_w (KNm)	T_e (KNm)	T_w (KNm)	M_0 (KNM)
A-B	5.24	7.51	2	-11.37	8.62	10
B-C	2.45	3.79	7.51	-5.90	8.49	**8.1**
C-D	0.285	2.84	3.79	-4.30	5.29	**3.6**
D-E	2.78	2.84	2.84	-6	6	5.62
E-F	0.285	3.79	2.84	-5.29	4.30	3.6
F-G	2.45	7.51	3.79	-8.49	5.90	8.1
G-H	5.24	2	7.51	-8.62	11.37	10

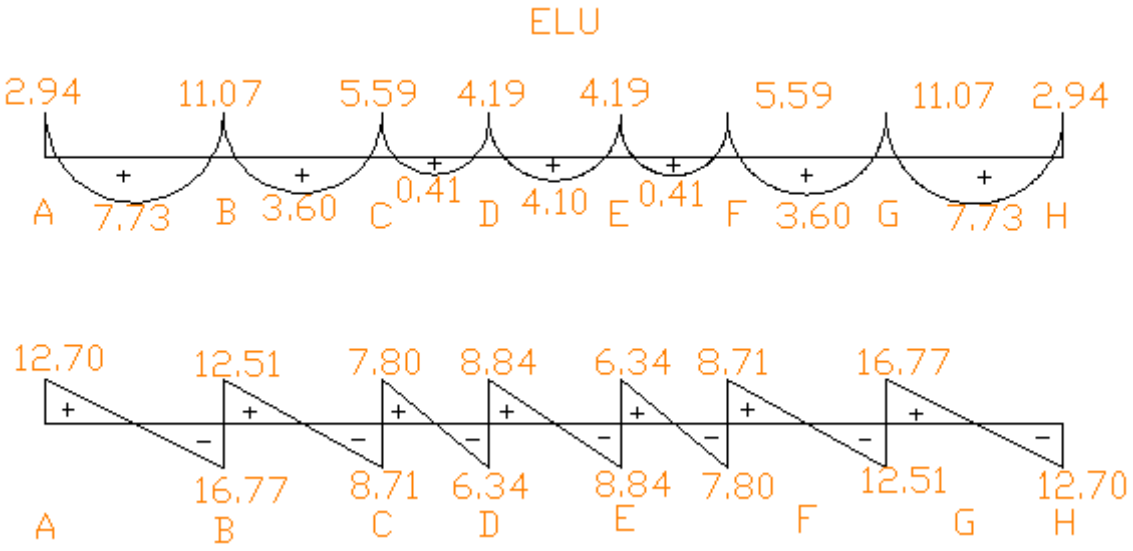


Fig. III-10: Différents efforts dans la poutrelle a sept travée a E.L.U

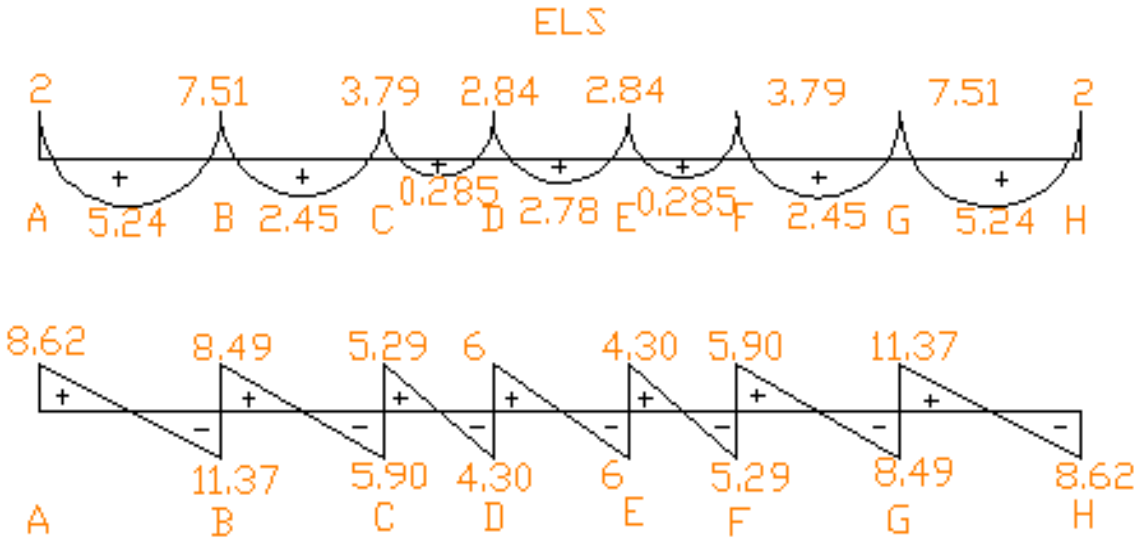


Fig. III-11: Différents efforts dans la poutrelle a sept travée a E.L.S.

III- 3-4-3-1Calcul du ferraillage:

a/ Armatures longitudinales:

Béton: $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_{bc} = 14.2$ 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 ; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348$ MPa.

Position de l'axe neutre: [2]

$$M_t^{max} = 7.73 KNm$$

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

$$M_0 = 650 \times 40 \times 14.2 \times (180 - 20) = 59.07 \text{ KNm}$$

$$M_0 = 59.07 KNm > M_t^{max} = 7.73 KNm$$

$M_0 > M_{tu} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression (étude d'une section rectangulaire)

Tableau III.13: Détermination des sections d'acier des poutrelles.

	M_u KNm	μ	α	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
En travée	7.73	0.026	0.0330	0.987	1.25	0	1.3
En appuis	11.07	0.038	0.0485	0.981	1.80	0	0.24

b)Condition de non fragilité: [1]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} \textbf{ (c.v).}$$

En travée: on adopte: A = 3T10 = 2.35 cm².

Aux appuis: on adopte: A = 1T12+1T10 = 1.9 cm².

c)Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{16.77 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.77 MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible.

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

$$\tau_u = 0.77\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$$

d) Vérification au voisinage de l'appui: [1]

Appui de rive: $M_a = 2.94\text{KNm} > 0.9 V_u.d$

$$M_a = 2.94\ \text{KNm} > 0.9 \times 16.77 \times 0.18 = 2.71\text{KNm}$$

Aucun prolongement à faire.

e) Vérification de compression dans la bielle de béton: [2]

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

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2; 0.9d\right] = \text{Min}\left[65 - 2 - 2; 0.9 \times 18\right] = 16.2\text{ cm}$$

$$\Rightarrow V_u = 16.77\text{KN} \le 0.4 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 120 \times 162 = 129.6\text{KN} \quad \text{(c.v).}$$

f) Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis: [2]

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

$$\sigma_m = \frac{2 \times 16.77 \times 10^3}{120 \times 162} = 1.72\ \text{MPa} < 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.667\ \text{MPa} \quad \text{(c.v).}$$

g) Armatures transversales:

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

On prend $\phi_t = 6\text{ mm}$; on choisit $A_t = 2\varphi 6 = 0.56\text{ cm}^2$

$S_t \le \min\left[0.9d, 40\text{cm}\right] = 16.2\text{cm}$ **[1]**

$A_{t\min} \le 0.003 S_t.b$ **[3]**

$$\Rightarrow S_t \ge \frac{A_t}{0.003.b} = 2.87\text{cm}$$ Donc on adopte: S_t = 10 cm.

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

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

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

$$\frac{0.56 \times 10^2}{120 \times 100} = 0.0047 \geq \frac{1.15(0.77 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = 4.47.10^{-4} \text{ (c.v).}$$

$$2\text{-}\ A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0.4.\, b_0 \cdot S_t}{f_e} \quad [1]$$

$$A_t = 0.56\,cm^2 \geq A_{t\,min} = \frac{0.4 \times 120 \times 100}{400} = 0.12\,cm^2 \ \text{(c.v)}$$

III- 3-4-3-2Vérification à l'E.L.S:

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

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

En travée:

$$S_{xx'} = \frac{b.h^2}{2} + 15A'(h_0 - c') - 15A(d - h_0)$$

$S_{xx'} = 12506.5cm^3 > 0$ Donc l'axe neutre est dans la table de compression.

A = 2.35 cm²; M_{ser} = 5.24 KNm; y = 3.22 cm ; I =8423.66 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{5.24 \times 10^6}{8423.66 \times 10^4} \times 32.2 = 2\ \text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15\ \text{MPa}$$

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

Aux appuis:

$S_{xx'} = 12525.4cm^3 > 0$ Donc l'axe neutre est dans la table de compression.

A = 2.26 cm²; M_{ser} = 7.51 KNm; y = 3.17 cm; I = 8145.77 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{7.51 \times 10^6}{8145.77 \times 10^4} \times 31.7 = 2.92\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15\ \text{MPa}$$

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

III- 3-5/Ferraillage de la dalle de compression: [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.

$$50\,cm < L = 65\,cm < 80\,cm$$

$A_{\perp}$: armatures ($\perp$) aux poutrelles.

$A_{//}$: armatures (//) aux poutrelles.

$$A_{\perp} \geq 0.02.L.\frac{200}{f_e} = \frac{4.L}{f_e}$$

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

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.

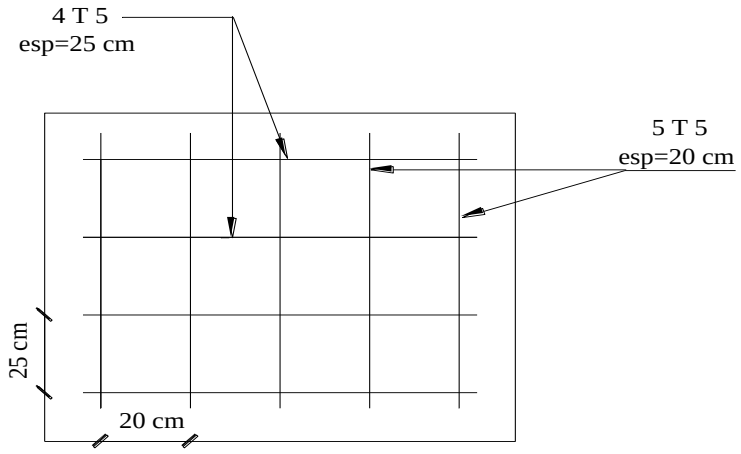


Fig. III-12: Ferraillage de la table de compression

III.4 Escalier :

II.4.1 Introduction :

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur.

III.4.2 Terminologie :

Un escalier se compose d'un certain nombre de ***marches***, on appelle ***emmarchement*** la longueur de ces marches, la largeur d'une marche « g » s'appelle ***le giron***, « h » est la longueur d'une marche.

Le mur qui limite l'escalier s'appelle **le mur d'échiffre**, le plafond qui monte sous les marches s'appelle **paillasse**, la partie verticale d'une marche s'appelle **contre marche**, **la cage** est le volume circonscrit courbe en hélicoïdale qu'on appelle **le limon**, la projection horizontale d'un escalier laissé au milieu un espace appelé **Jour**. **Le collet** est le bord qui limite l'escalier du coté du jour, **la ligne de foulée** est la courbe décrite par une personne gravissant l'escalier, on le suppose tracée à 0.50 en arrière du collet, on appelle **échappée** la hauteur libre verticale au dessus de l'arrête ou nez d'un marche, sa valeur minimale est de 2,00m, **une volée** peut être droite ou courbe, elle doit comporter au maximum 18à 20 marchés, la partie horizontale d'un escalier entre deux volées s'appelle un **palier de repos,** à chaque étage, l'escalier aboutit a un **palier d'arrivée**, qui est en même temps **palier de d'épart** de l'étage au dessus, la longueur d'un palier doit être de 3 marches au moins.

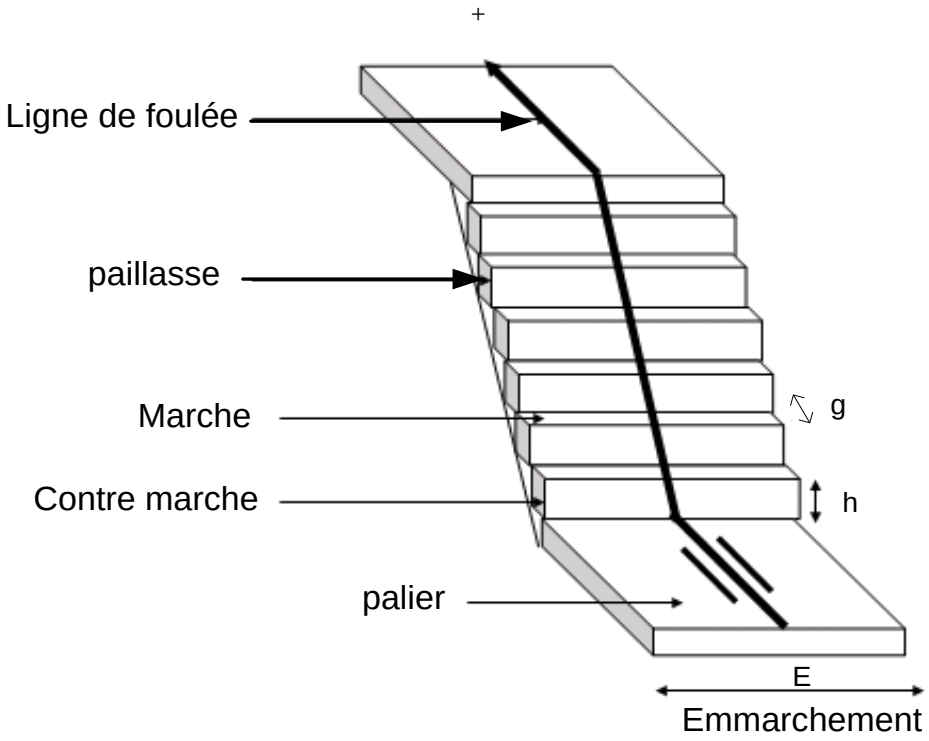


Fig. III.13: Représentation d'un escalier.

III- 4.3.Dimensionnement:

Pour les dimensions des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de BLONDEL: $59\,cm \le g + 2h \le 64\,cm$

Il porte un palier et une paillasse.

$h = \frac{H}{n}$ et $g = \frac{L}{n-1}$

n: nombre de contres marches.

(n-1): nombre de marches.

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

$$x.n^2 - (x + 2H + L).n + 2H = 0 \quad \text{……..(*)}$$

Pour la formule générale (*): $59\,cm \le g + 2h \le 64\,cm$ on prend

g+2h = 64 cm

$$64.n^2 - (64 + 2\times153 + 245).n + 2\times153 = 0$$

$$64n^2 - 615.n + 306 = 0$$

$$\Rightarrow n = 9$$

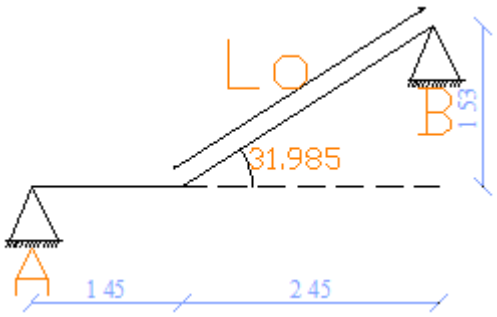


Fig. III.13 Modélisation d'escalier.

Nombre de marches: n - 1 = 8

Nombre de contres marches: n = 9

Hauteur de la marche: $h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17\,cm$

Le giron: g = L / n-1 = 245 / 8 = 30cm

Vérification de la formule de blondel •

$$59cm \le g + 2h = 64cm \le 64cm$$

Vérification d'inclinaison α : •

Tg α = H / L = 153 / 245 = 0.6245 ⟹ **α = 31.985°**

Longueur de la paillasse Lo :

Lo=L/cosα ⇒245/0.848=288.915 cm.

L_{total}= 288.915.

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

$L_{total} / 35 \leq e_p \leq L_{total} / 30 \Longrightarrow 8.25cm \leq e_p \leq 9.63cm.$

On adoptera **: e_p = 16 cm.**

III- 4.4.Evaluation des charges et surcharges:

A- charges permanentes:

Tableau III.14: Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m²) [4]	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.16	25	4
5	Enduit plâtre	0.02	20	0.36
Charge permanente				**5.74**

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

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²) [4]	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.16 / cos α	25	4.746
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit plâtre	0.02	18	0.36
Charge permanente				**8.431**

Surcharge d'exploitation : Q = 2.5KN/m.

III.4.5.Détermination des efforts:

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

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

	G (KNm)	Q (KNm)	P_u (KNm)	P_{ser} (KNm)
Palier	5.74	2.5	11.5	8.24
Paillasse	8.431	2.5	15.13	10.931

Tableau III.16: Combinaison des charges de l'escalier.

a- A l'E.L.U:

Les réactions d'appuis:

$\sum F = 0$

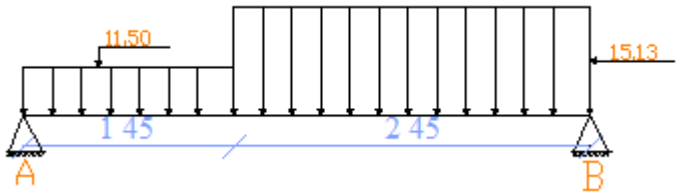
R_a+R_b- (11.5 x 1.45) – (15.132 x 2.45) = 0

R_a+R_b = 54.16

$\sum M/A = 0$

R_b x 3.9 – 11.256 x 1.2x (0.6) – 15.132 x 2.4 x (1.2+2.4/2) = 0

R_a = 28.96KN et R_b = 25.20KN .



Tronçon AC (0 ≤ x ≤ 2.45)

Moment fléchissant M(x) = 28.96x – 15.13x^2/2

Effort tranchant**:** T(x) = -15.13x+ 28.96

M(0) = 0 ; T(0) = 28.96

Tronçon CB (2.45 ≤ x ≤ 3.9)

Moment fléchissant **:** M(x) = 28.96x-(15.13. 2.45)(x-1.45/2)-11.5. $(x-2.45)^2$ /2

Effort tranchant**:** $T(x) = 28.96-15.13.\ 2.45-11.5(x-2.45)$

L'élément max se trouve dans l'intervalle: 0 m ≤ x ≤ 2.45 m. ⇒

T(x) = 0 x = 1.91m ⇒

$\mathbf{M_{max}}$ = M (1.91) = 27.71KN.m

M_t=0.85x27.71=23.55

M_a=0.6x27.71=16.62

A l'E.L.S :

$\sum F = 0 \Rightarrow$ **R_A+R_B –(10.931.2.45)-(8.24.1.45)=0**

R_a + R_B=38.728

$\sum M/A = 0 \Rightarrow$

R_b. 3.9-(8.24.1.45)(2.45+1.45/2)-(10.931.2.45)(2.45/2)=0

Donc R_a = 20.598KN et R_b = 18.13KN

Tronçon AC (0 ≤ x ≤ 2.45)

Moment fléchissant M(x) = 20.598x – 10.931x^2/2

Effort tranchant**:** T(x) = -10.931x + 20.598

M(0) = 0 ; T(0) = 20.598

Tronçon CB (2.45 ≤ x ≤3.9)

Moment fléchissant **:** M(x) = 20.598x-(10.931.2.45)(x-1.45/2)-8.24(x-2.45)^2/2

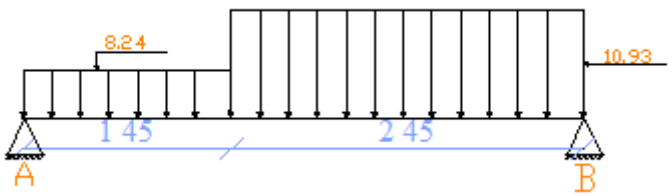
Effort tranchant**:** T(x)= 20.598-8.24(x-2.45)-10.931.2.45

L'élément max se trouve dans l'intervalle: 0 m ≤ x ≤ 2.45 m. ⇒

T(x) = 0 x = 1.88m, $\mathbf{M_{max}}$= M (1.88) = 19.41KN.m

M_t= 0.85x19.41=16.49

M_a=0.6x19.41=11.46



III.4.6 Calcul du ferraillage :

$Fe = 500MPa; \gamma_s = 1{,}15; \overline{\sigma}_s = 435$ Acier :

$F_{c28} = 25MPa;\ f_{t28} = 2{,}1; \gamma = 1{,}5$ Béton

$\overline{\sigma_{bc}} = 14{,}2MPa; b = 100cm; h = 16cm \quad d = 14cm; c = 2cm$

Le moment en travée : M_t^{max} = 23.55 KN.m

Le moment max aux appuis : M_a^{max} = 16.62 KN.m

Tableau III.17 : les résultats de la flexion simple.

	M_u(KN.m)	**D(cm)**	**μ**	**β**	**A_{cal} (cm²/ml)**	**$A_{choisit}$(cm²)**	$A_r = \frac{A}{4}(cm^2)$	**A_r choisit(cm²)**
En travée	**23.55**	**14**	**0.084**	**0.956**	**4.04**	**5T10 =3.93**	**0.982**	**3T10=2.35**
Aux appuis	**16.62**	**14**	**0.06**	**0.969**	**2.81**	**4T10=3.14**	**0.785**	**3T10=2.35**

Avec $\mu = \frac{M_u}{bd^2\overline{\sigma}_{bc}}; A = \frac{M_u}{\beta d\sigma_s}$

Condition de non fragilité : •

$A \geq A_{min} = B/1000 = 1{,}4cm^2$ (c.v)

Le choix : En travée : A = 5T10 = 3.93 cm²

En appuis : A =4T10 = 3.14 cm².

Armature de répartition : A_r = A/4 •

En travée : A_r = 3T10 = 2.35 cm²

Aux appuis : Ar = 3T10 = 2.35 cm²

Condition d'espacement : •

Pour les armatures longitudinales :

$S_t \leq S_{t.adm} = Min[3h = 48;33] = 33cm \quad S_t = 25cm < 33cm$

Pour les armatures transversales :

$S_t \leq S_{t.adm} = Min[4h = 64cm;45cm] = 45cm \quad S_t = 35cm < 45cm$

Vérification de l'effort tranchant: [1] •

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \le \overline{\tau}_u = 0.07\frac{F_{c28}}{1.5} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{28.96 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0.206 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.206\,\text{MPa} \le \overline{\tau}_u = 1.16\,\text{MPa} \qquad \text{(c.v) .}$$

III.4.7. Vérification à l'E.L.S:

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

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

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,\text{MPa}$$

En travées:

A = 3.93 cm²

$$M_{ser} = 16.49 \text{ KNm}$$

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

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

On a: $50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 3.51580269\ 894925$ cm

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y - c')^2 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 7928.16\,cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{16.49 \times 10^6}{7928 \times 10^4} \times 35.5158 = 7.38 \text{ MPa}$$ D'où:

$$\sigma_b = 7.38\,\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15\,\text{MPa} \quad \text{(c.v)}$$

En appuis:

A = 3.14 cm² ; y = 2.81417234379697 cm

$M_{ser} = 11.46$ KNm I = 5172 cm²

$$\sigma_b = \frac{11.46 \times 10^6}{5172 \times 10^4} \times 28.41 = 6.29 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 6.29 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ (c.v).

III.4.8 Vérification de la flèche

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

1• $\frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \rightarrow \frac{16}{245} = 0.065 \geq \frac{23.55}{20 \times 27.71} = 0.042$ $(c.v)$

2• $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0653 \geq 0.0625\,(c,v)$

3• $\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{3.93}{100 \times 14} = 0.0028 \leq \frac{2}{500} = 0.004$ $(c.v)$

Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire puisque les trois conditions ci-dessus sont vérifiées, et on garde l'épaisseur de prédimensionnement (16 cm).

III.4.9 Calcul de la poutre palière :

La poutre palière à pour rôle le supporter le poids d'escalier,elle sera calculer en flexion simple.

La longueur de la poutre: L = 3m

III.4.9.1.Prédimensionnement :

$$\frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10} \quad \Rightarrow \quad 20\,cm \le h \le 30\,cm$$

$$0.6h \le b \le h$$

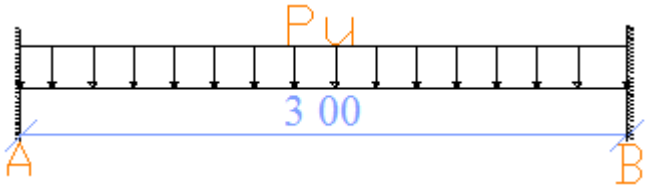
On adopte (b x h) = (30 x 30)cm$^{2.}$

Vérification des prescriptions du RPA 99: [3]

- ✓ b = 30cm ≥ 20cm. (c.v)
- ✓ h = 30 cm ≥ 30 cm. (c.v)
- ✓ h / b = 1 cm < 4 cm. (c.v)

III.4.9.2 Charges et surcharges:

Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière):



E.L.U: $R = \frac{25.20}{3} = 8.4\,KN$

E.L.S: $R = \frac{18.13}{3} = 6.04\,KN$

fig.III.14 schéma

Poids propre de la poutre: 0.3 x 0.3 x 25 = 2.25 KN/ml. **Statique de la poutre palière**

Poids de l'escalier: 5.74 x 1.45 = 8.32 KN/ml.

Donc: G = 8.32 + 2.25 = 10.57 KN/ml.

Donc P_u = 1.35x (10.57) +9.06 = 23.32KN/ml

P_{ser} = 10.57 +6.04 = 16.61 KN/ml.

III.4.9.3 Calcul des efforts:

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

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

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

$$M_t^{max} = \frac{pl^2}{24}.$$

A l'E.L.U:

$$R_A = R_B = \frac{23.32 \times 3}{2} = 34.98\,KN \quad \text{Donc: } T^{max} = 34.98KN$$

$$M_t = \frac{23.32 \times (3)^2}{24} = 8.745\ KNm$$

$$M_a = \frac{23.32 \times (3)^2}{12} = 17.49KNm$$

A l'E.L.S:

$$R_A = R_B = \frac{PL}{2} = \frac{16.61 \times 3}{2} = 24.91\,KN \quad \text{Donc: } T^{max} = 24.91\,KN\ .$$

$$M_t = \frac{16.61 \times (3)^2}{24} = 6.228\ KNm\ ; \qquad M_a = \frac{16.61 \times (3)^2}{12} = 12.45\ KNm\ .$$

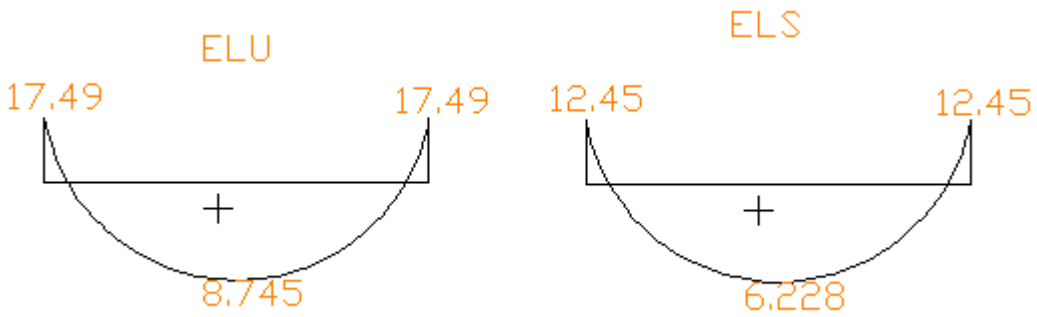


Fig. III.15: Diagramme des moments de la poutre palière

III. 4.9.4. Calcul du ferraillage:

A- Armatures longitudinales:

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

b = 30 cm ; h = 30 cm ; d = 27 cm ; c =3 cm.

Acier: FeE400; Fe= 400 MPa; γ_s = 1.15; σ_s = 348 MPa.

Tableau III.18: Calcul du ferraillage de la poutre palière.

	M_u KNm	μ	α	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
En travée	**8.745**	**0.028**	**0.0355**	**0.986**	**0.943**	**0**	**0.75**
En appuis	**17.49**	**0.056**	**0.0721**	**0.971**	**1.88**	**0**	**0.75**

- **Condition de non fragilité: [1]**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{30 \times 30}{1000} = 0.9\,cm^2$$

$$A = Max[A_{calculée}; A_{min}]$$

Donc on adopte: en travée A = 3 T 10 = 2.35 cm²
en appuis A = 3 T 10 = 2.35 cm²

- **Vérification de l'effort tranchant: [1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{34.98 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.431MPa$$

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

$$\tau_u = 0.431MPa < \overline{\tau}_u = 3.33MPa$$

- **Vérification de compression dans la bielle de béton: [2]**

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

$$a = Min\left[b - c - 2; 0.9d\right] = Min\left[25\,cm; 24\,cm\right] = 24.3\,cm$$

$$V_u = 34.98\ KN \le 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 300 \times 243 = 400\ KN \quad (c.v)$$

- **Vérification au voisinage de l'appui: [1]**

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

$$\frac{2 \times 34.98 \times 10^3}{300 \times 243} = 0.959 < 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 17.39 \quad (c.v)$$

$$A = 2.35\ cm^2 \ge \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 34.98 \times 10^3}{400} = 1\,cm^2$$

B- Armatures transversales:

$$\varphi_t = Min\left[\frac{h}{35} = 8.57\ ;\ \varphi_l = 10\,mm; \frac{b_0}{10} = 30;\ \varphi_l = 12mm\right] = 8.57mm$$

$$\varphi_t = 8\,mm < 8.57mm$$

$$A_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0.5\,cm^2$$

Donc on adoptera: At = 2 φ 8 = 1 cm².

Vérification du R.P.A 99:

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

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

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

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

On a A_t = 1 cm².

$$S_t = 5\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.45\,cm^2$$

$$S_t = 15\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003\times(15)\times(30) = 1.35\,cm^2$$

$S_t < \overline{S}_t$ Pour les deux zones.

Pour la zone courante A < A_{min}, donc on retiendra A_t = 3 T 8 = 1.5 cm².

Et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

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

Avec k = 1 (flexion simple)

α = 90°

Zone nodale: $\frac{1.5\times10^2}{300\times50} = 0.01 \ge \frac{1.15(0.43 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = -6.38.10^{-4}$

Zone courante: $\frac{1.5\times10^2}{300\times150} = 0.0033 \ge \frac{1.15(0.43 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = -6.38.10^{-4}$

2- $$A_t \ge A_{min} = \frac{0.4.b_0\cdot S_t}{f_e}$$

Zone nodale: $A_t = 1.5\,cm^2 \ge A_{min} = \frac{0.4\times300\times50}{400} = 0.15\,cm^2$

Zone courante: $A_t = 1.5\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4 \times 300 \times 150}{400} = 0.45\,cm^2$

- **III. 4.9.5Vérification à l'E.L.S:**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il faut vérifier que:

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

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

$\overline{\sigma}_b = 15\,MPa$

Tableau III.19: Vérification de la contrainte " σ_b " à l'E.L.S (poutre palière).

	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	M_{ser} (KNm)	$\overline{\sigma}_b$	σ_b	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
En travée	2.35	4.02	19266.71	6.228	15	1.29	c.v
En appuis	2.35	4.02	19266.71	12.45	15	2.597	c.v

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

- **III. 4.9.6.Vérification de la flèche: [1]**

Les conditions suivantes:

$$1\text{-}\ \frac{h}{L_x} = \frac{0.3}{3} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad \text{(c.v)}$$

$$2\text{-}\ \frac{h}{L_x} = 0.1 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_x} = 0.037 \qquad \text{(c.v)}$$

$$3\text{-}\ \frac{A}{b_0.d} = \frac{2.35}{30 \times 27} = 0.0029 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \qquad \text{(c.v)}$$

Etant remplis, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèches.

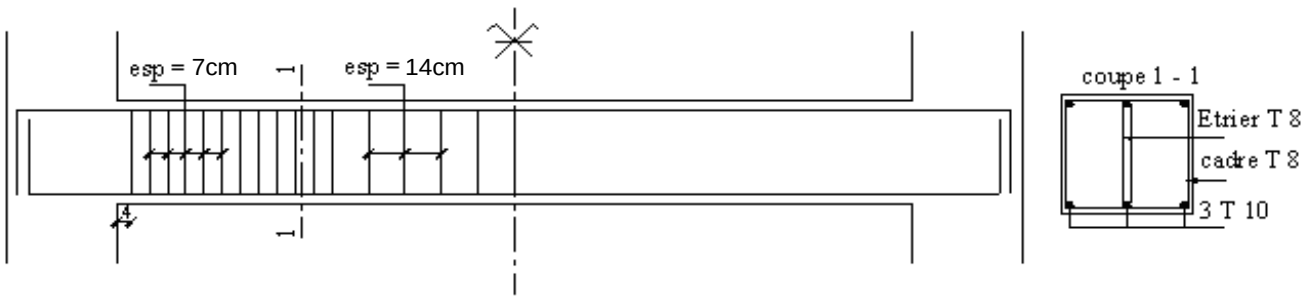


Fig. III-16: Ferraillage de la poutre palière

III.4.9 Calcul de la poutre palière :

La poutre palière à pour rôle le supporter le poids d'escalier,elle sera calculer en flexion simple.

La longueur de la poutre: L = 3m

III.4.9.1.Prédimensionnement :

$$\frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10} \quad \Rightarrow \quad 20\,cm \le h \le 30\,cm$$

$$0.6h \le b \le h$$

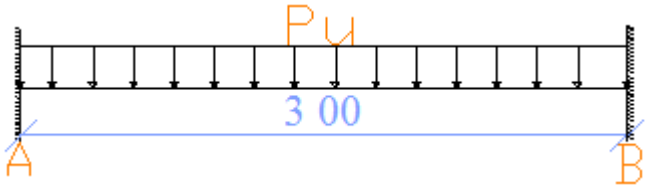
On adopte (b x h) = (30 x 30)cm$^{2.}$

Vérification des prescriptions du RPA 99: [3]

- ✓ b = 30cm ≥ 20cm. (c.v)
- ✓ h = 30 cm ≥ 30 cm. (c.v)
- ✓ h / b = 1 cm < 4 cm. (c.v)

III.4.9.2 Charges et surcharges:

Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière):



E.L.U: $R = \frac{25.20}{3} = 8.4\,KN$

E.L.S: $R = \frac{18.13}{3} = 6.04\,KN$

fig.III.14 schéma

Poids propre de la poutre: 0.3 x 0.3 x 25 = 2.25 KN/ml. **Statique de la poutre palière**

Poids de l'escalier: 5.74 x 1.45 = 8.32 KN/ml.

Donc: G = 8.32 + 2.25 = 10.57 KN/ml.

Donc P_u = 1.35x (10.57) +9.06 = 23.32KN/ml

P_{ser} = 10.57 +6.04 = 16.61 KN/ml.

III.4.9.3 Calcul des efforts:

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

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

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

$$M_t^{max} = \frac{pl^2}{24}.$$

A l'E.L.U:

$$R_A = R_B = \frac{23.32 \times 3}{2} = 34.98\,KN \quad \text{Donc: } T^{max} = 34.98KN$$

$$M_t = \frac{23.32 \times (3)^2}{24} = 8.745\ KNm$$

$$M_a = \frac{23.32 \times (3)^2}{12} = 17.49KNm$$

A l'E.L.S:

$$R_A = R_B = \frac{PL}{2} = \frac{16.61 \times 3}{2} = 24.91\,KN \quad \text{Donc: } T^{max} = 24.91\,KN\ .$$

$$M_t = \frac{16.61 \times (3)^2}{24} = 6.228\ KNm\ ; \qquad M_a = \frac{16.61 \times (3)^2}{12} = 12.45\ KNm\ .$$

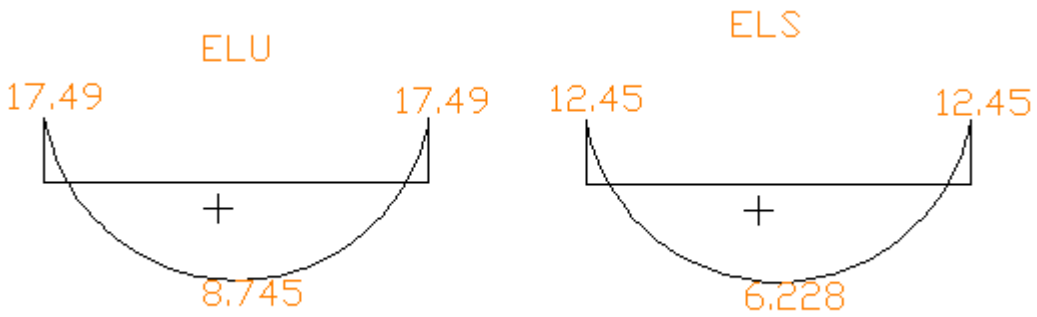


Fig. III.15: Diagramme des moments de la poutre palière

III. 4.9.4. Calcul du ferraillage:

A- Armatures longitudinales:

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

b = 30 cm ; h = 30 cm ; d = 27 cm ; c =3 cm.

Acier: FeE400; Fe= 400 MPa; γ_s = 1.15; σ_s = 348 MPa.

Tableau III.18: Calcul du ferraillage de la poutre palière.

	M_u KNm	μ	α	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
En travée	**8.745**	**0.028**	**0.0355**	**0.986**	**0.943**	**0**	**0.75**
En appuis	**17.49**	**0.056**	**0.0721**	**0.971**	**1.88**	**0**	**0.75**

- **Condition de non fragilité: [1]**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{30 \times 30}{1000} = 0.9\,cm^2$$

$$A = Max[A_{calculée}; A_{min}]$$

Donc on adopte: en travée A = 3 T 10 = 2.35 cm²
en appuis A = 3 T 10 = 2.35 cm²

- **Vérification de l'effort tranchant: [1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{34.98 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.431MPa$$

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

$$\tau_u = 0.431MPa < \overline{\tau}_u = 3.33MPa$$

- **Vérification de compression dans la bielle de béton: [2]**

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

$$a = Min\left[b - c - 2; 0.9d\right] = Min\left[25\,cm; 24\,cm\right] = 24.3\,cm$$

$$V_u = 34.98\ KN \le 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 300 \times 243 = 400\ KN \quad (c.v)$$

- **Vérification au voisinage de l'appui: [1]**

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

$$\frac{2 \times 34.98 \times 10^3}{300 \times 243} = 0.959 < 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 17.39 \quad (c.v)$$

$$A = 2.35\ cm^2 \ge \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 34.98 \times 10^3}{400} = 1\,cm^2$$

B- Armatures transversales:

$$\varphi_t = Min\left[\frac{h}{35} = 8.57\ ;\ \varphi_l = 10\,mm; \frac{b_0}{10} = 30;\ \varphi_l = 12mm\right] = 8.57mm$$

$$\varphi_t = 8\,mm < 8.57mm$$

$$A_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0.5\,cm^2$$

Donc on adoptera: At = 2 φ 8 = 1 cm².

Vérification du R.P.A 99:

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

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

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

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

On a A_t = 1 cm².

$$S_t = 5\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.45\,cm^2$$

$$S_t = 15\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003\times(15)\times(30) = 1.35\,cm^2$$

$S_t < \overline{S}_t$ Pour les deux zones.

Pour la zone courante A < A_{min}, donc on retiendra A_t = 3 T 8 = 1.5 cm².

Et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

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

Avec k = 1 (flexion simple)

α = 90°

Zone nodale: $\frac{1.5\times10^2}{300\times50} = 0.01 \ge \frac{1.15(0.43 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = -6.38.10^{-4}$

Zone courante: $\frac{1.5\times10^2}{300\times150} = 0.0033 \ge \frac{1.15(0.43 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = -6.38.10^{-4}$

2- $$A_t \ge A_{min} = \frac{0.4.b_0\cdot S_t}{f_e}$$

Zone nodale: $A_t = 1.5\,cm^2 \ge A_{min} = \frac{0.4\times300\times50}{400} = 0.15\,cm^2$

Zone courante: $A_t = 1.5\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4 \times 300 \times 150}{400} = 0.45\,cm^2$

- **III. 4.9.5Vérification à l'E.L.S:**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il faut vérifier que:

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

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

$\overline{\sigma}_b = 15\,MPa$

Tableau III.19: Vérification de la contrainte " σ_b " à l'E.L.S (poutre palière).

	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	M_{ser} (KNm)	$\overline{\sigma}_b$	σ_b	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
En travée	2.35	4.02	19266.71	6.228	15	1.29	c.v
En appuis	2.35	4.02	19266.71	12.45	15	2.597	c.v

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

- **III. 4.9.6.Vérification de la flèche: [1]**

Les conditions suivantes:

$$1\text{-}\ \frac{h}{L_x} = \frac{0.3}{3} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad \text{(c.v)}$$

$$2\text{-}\ \frac{h}{L_x} = 0.1 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_x} = 0.037 \qquad \text{(c.v)}$$

$$3\text{-}\ \frac{A}{b_0.d} = \frac{2.35}{30 \times 27} = 0.0029 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \qquad \text{(c.v)}$$

Etant remplis, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèches.

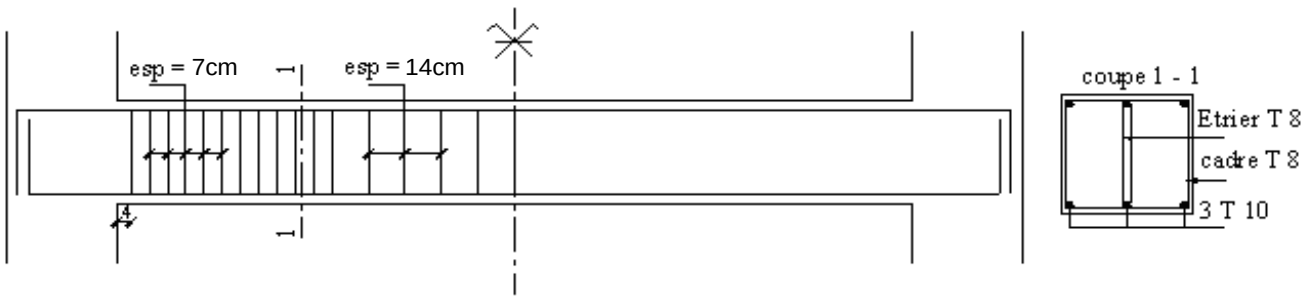


Fig. III-16: Ferraillage de la poutre palière

IV -1- INTRODUCTION

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique, qui peuvent amplifier la déformation des éléments structuraux.

IV -2- CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE

IV-2-1-Centre de masse:

C'est le point d'application de toutes les forces d'inerties situées dans le plan horizontale, le centre de masse (gravité) est repéré dans un système d'axe convenablement choisit dans sa position.

L'analyse de notre ossature sera menée moyennant le logiciel ROBOT 2010 qui est un ensemble de programme de calcul de structure basé sur l'application de la méthode des éléments finis.

Le but de l'utilisation de ce logiciel est de déterminer automatiquement les caractéristiques géométriques et dynamiques à partir d'une modélisation préalable et appropriée.

On peut calculer le centre de masse par deux méthodes:

1) On détermine pour chaque niveau le centre de masse de ses éléments constitutifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…), il est donné par la formule suivante:

$$X_{Mj} = \frac{\sum W_i \cdot X_i}{\sum W_i} \qquad Y_{Mj} = \frac{\sum W_i \cdot y_i}{\sum W_i}$$

W_i: poids de la masse concentrée au point " i " du niveau considéré.

x_i , y_i : coordonnées du point " i " par rapport au repère choisi.

X_{Mj} , Y_{Mj} : coordonnées du centre de masse du niveau " j ".

2) La méthode des plaques (diaphragme): a l'aide du logiciel "ROBOT 2010" pour avoir des résultats plus précis, on choisit la 2^{éme} méthode.

IV-2-2- Centre de rigidité (torsion):

Il présente dans le plan horizontal (diaphragme) le point à travers lequel si on applique une force horizontale, ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Habituellement dans les structures dont les éléments résistants sont de forme rectangulaire et qui présentent des caractéristiques physiques, et dont les axes principaux locaux sont parallèles aux axes globaux, le calcul du centre de torsion se fait à l'aide des formules suivantes:

$$Xc = \frac{R(y)i\ Xi}{\sum R(y)i} \qquad Yc = \frac{R(x)_i\ Y_i}{\sum R(x)_i}$$

$\mathbf{X_C}$ **,** $\mathbf{Y_C}$: coordonnées du centre de torsion du niveau " j ".

x_i , y_i : coordonnées du point " i " par rapport au repère choisi.

R(y) , R(x) : la rigidité de la section transversale par rapport à "ox , oy" respectivement.

IV -2-2-1- Calcul des moments d'inertie des éléments résistants:

A- les poteaux:

Un poteau est un élément résistant dans la structure (verticale), il est considéré comme un élément élancé, ses dimensions transversales sont négligeables par rapport à sa largeur.

Donc chaque poteau à une certaine rigidité:

$$K_{x\ ou\ y} = \frac{12E.\ I_{x\ ou\ y}}{L^3}$$, le poteau est supposé encastrer aux extrémités.

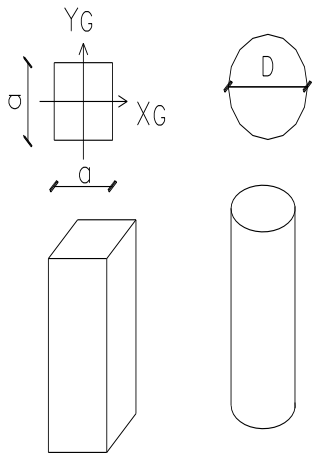
E: module de youngh.

$I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " et / ou " oy ".

L: longueur du poteau.

Moment d'inertie: Comme on à un seul type de poteaux, donc on a la formule du moment d'inertie comme suite:

Poteau carré: $I_x = I_y = \frac{a^4}{12}$.



B- Les refends:

B-1- Les refends pleins:

Un refend est un élément structural résistant, il reprend les efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que l'on peut déterminer en %, il a un grand rôle d'élever la rigidité de la structure, donc une grande marge de stabilité de la structure.

Le refend est un poteau de grande inertie transversale, et d'épaisseur moins faible que le poteau, comme le refend est supposé encastrer à sa base, donc sa rigidité est égale a:

$$K_{xouy} = \frac{12\, I_{xouy}}{h^3}$$

$K_{x,y}$: la rigidité du refend suivant la direction " ox " et / ou " oy ".

E: module de déformation longitudinale.

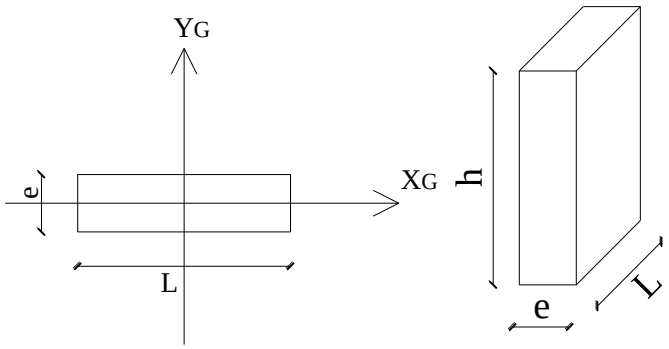
h: hauteur de refend.

$I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale du refend / à " ox " et / ou " oy ".

Moment d'inertie:

$I_{XG} = \frac{L.e^3}{12}$ par rapport à " X_G ".

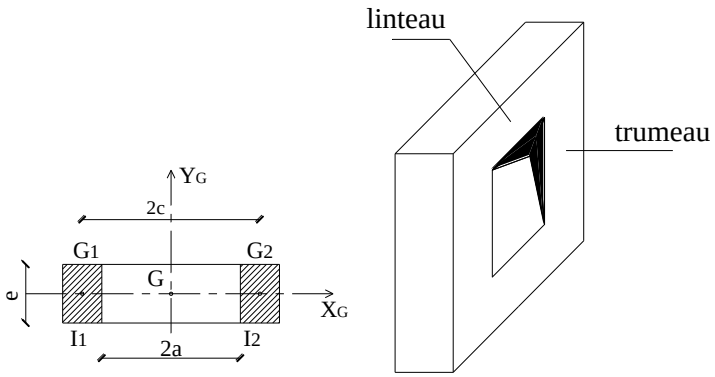
$I_{YG} = \frac{e.L^3}{12}$ par rapport à " Y_G ".



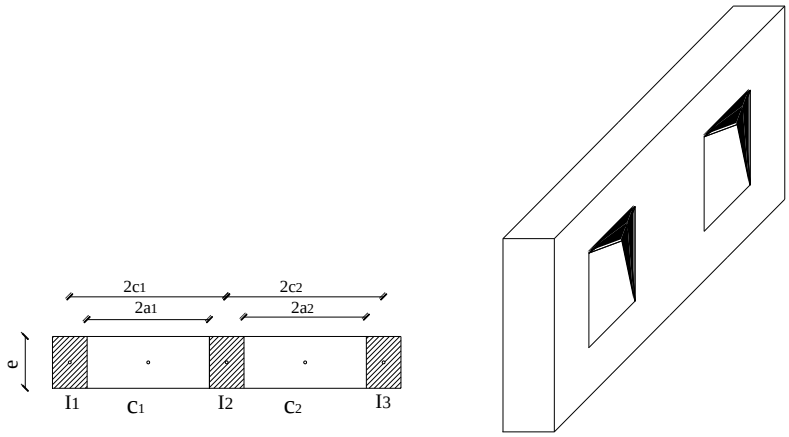
B-2- Les refends avec ouvertures:

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

Le refend avec file d'ouverture est constitué par deux montants sont appelées trumeaux, et une traverse qui sépare deux ouvertures en élévation est appelée linteau.



a- une seule ouverture



b- deux ouvertures.

La rigidité d'un refend avec une file ou plusieurs files d'ouvertures est moins qu'un refend plein ayant les mêmes caractéristiques dans tous les sens (matériaux, dimensions…), donc pour cette raison on fait introduire la notion d'inertie équivalente pour un voile à une ou plusieurs files d'ouvertures.

L'inertie équivalente " I_e " d'un refend avec file d'ouverture est égale à l'inertie du refend fictif plein qui aurait la même flèche au sommet que le refend avec files d'ouvertures soumis à une charge uniforme pour le vent et / ou triangulaire par le séisme.

Méthode approximative pour le calcul de l'inertie équivalent: [6]

La flèche au sommet d'un refend plein (chargement triangulaire séisme)

$$f = \frac{11}{60}.\frac{T_1.H^3}{EI}$$

La flèche au sommet d'un refend avec une file d'ouverture est:

$$f = \frac{2mc}{(I_1 + I_2)}.\frac{T_1}{EI}.\frac{A_0(\alpha.\xi)}{\alpha^2} + \frac{11}{60}.\frac{T_1.H^3}{EI}$$

Par égalisation on aura: $I_e = \dfrac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1 + I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2} + 1}$

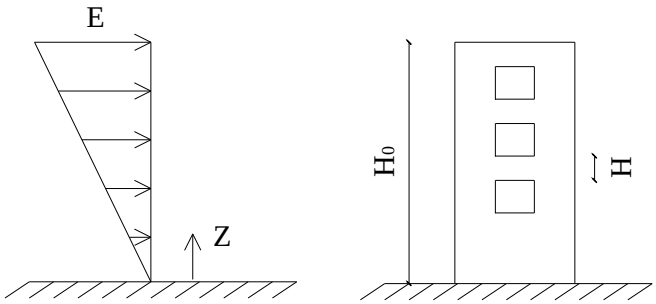


Fig.IV 1: Refend avec une file d'ouverture (chargement triangulaire)

a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

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

n: nombre de niveaux, dans notre cas " n = 7 " donc " a_n = 1.11 ".

I: inertie totale du refend.

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

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

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

I_i : moment d'inertie des trumeaux.

A_i: aire des éléments du refend.

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

a: demi portée de l'ouverture.

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

H_0: hauteur totale du refend.

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

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

H: hauteur d'étage.

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

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

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

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

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

Tous les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants:

Voile plein:

Tableau IV-1: indiquant l'inertie équivalente des voiles pleins.

	Longueur (m)	**Hauteur (m)**	**Epaisseur (m)**	**I_x (m^4)**	**I_y (m^4)**
voile	2.85	3.06	0.15	$8.01.10^{-4}$	0.29

Voile avec file d'ouverture:

Les voiles ayant le même type d'ouverture.

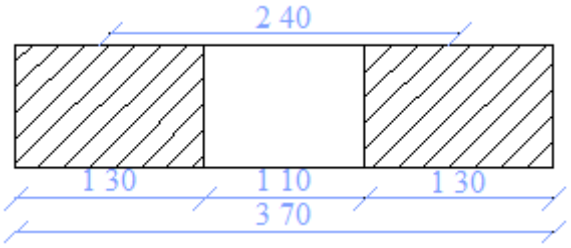


Tableau IV-2: indiquant l'inertie équivalente des voiles avec une file d'ouverture.

	L (m)	$A_1 = A_2$ (m^2)	a (m)	$I_1 = I_2$ (m^4)	I_0 (m^4)	m (m^3)	c (m)
voile	3.7	0.195	0.55	0.0274	0.054	0.234	1.2
	i (m^4)	**I** (m^4)	**w**	**α**	Ψ_0	I_e (m^4)	
voile	0.0704	0.05	1.97	6.03	0.6	0.38	

IV-2-3- Excentricité statique:

C'est la différence entre le centre de torsion et le centre de masse, l'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe verticale due à l'excentricité qui doit être prise en compte.

Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devrant être négligés pour toutes les structures comportant des planchers ou des diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction.

L'excentricité statique est donnée par: $\begin{cases} e_x = |x_m - x_t| \\ e_y = |y_m - y_t| \end{cases}$

IV-2-4- Excentricité accidentelle:

Elle est due à une incertitude dans l'estimation de la masse et de la rigidité, elle est généralement prise égale à 5% de la dimension perpendiculaire à l'action sismique.

Dans notre cas on à la plus grande dimension en plan " L = 25.70 m " pour les deux sens, donc: $5\%.L = 5 \times \frac{25.70}{100} = 1.28\text{m}$

Remarque:

La résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égal à la plus grande des deux valeurs.

IV-3- MODELISATION DE LA STRUCTURE

IV-3-1- Introduction:

L'ouvrage en question à fait l'objet d'étude dans le passé, le système de contreventement retenus été composé uniquement de portiques autostables, ce qui satisfait les exigences des règles parasismiques Algérien de l'époque (RPA 88). Par contre si cet ouvrage sera réalisé demain, le système de contreventement choisi précédemment ne satisfera pas les nouvelles dispositions imposées par le nouveau code (RPA 99).

IV-3-2- Modélisation:

L'analyse dynamique nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui reflète au maximum le comportement de la structure réelle.

A cet effet et pour les raisons citées dans le paragraphe (IV-3-1), nous avons modélisé notre ouvrage par deux modèles différents:

- ✓ Un premier modèle composé seulement d'une ossature autostable, dans le but de vérifier si les nouvelles prescriptions du " RPA 99 " sont justifiables ou plutôt sévères.
- ✓ Un deuxième modèle à ossature mixte oû le contreventement est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les endroits adéquats de telle sorte qu'il n'affecte pas l'aspect architectural de l'ouvrage.

a) 1er modèle: Structure à ossature auto stable (Fig. IV-3)

Le bâtiment est représenté par un modèle tridimensionnel, en utilisant le logiciel " ROBOT 2010 ".

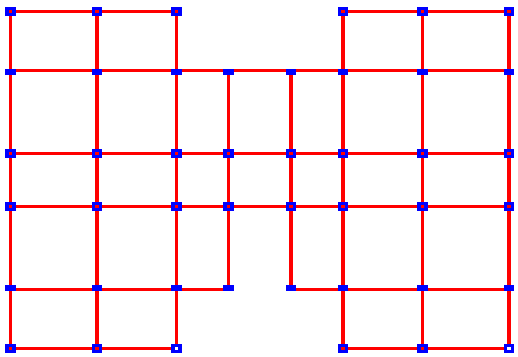


Fig. IV-3: VUE EN PLAN DE LA STRUCTURE DE 1^{ére} modèle.

Caractéristiques géométriques et dynamiques:

1) masses et centre de masse:

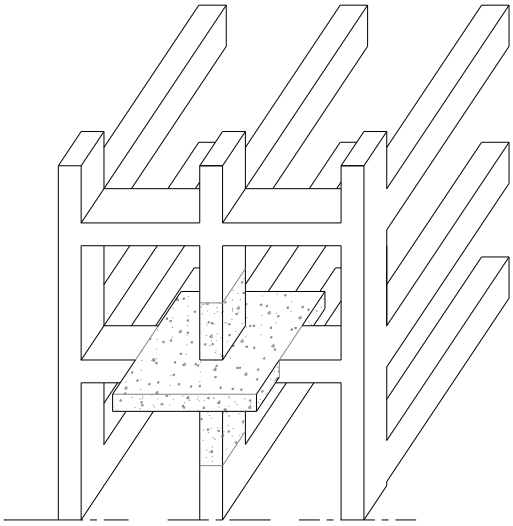


Fig. IV-4: Concentration de la masse conformément aux règles élémentaires de la statique.

	$\sum W_i$ (KN)	$\sum W_i.X_i$	$\sum W_i.Y_i$	X_G	Y_G
R.D.C	$4.718*10^3$	$54.257*10^3$	$40.480*10^3$	11.50	8.58
1	$4.718*10^3$	$54.257*10^3$	$40.480*10^3$	11.50	8.58
2	$4.591*10^3$	$52.759*10^3$	$39.321*10^3$	11.492	8.565
3	$4.62*10^3$	$53.130*10^3$	$39.593*10^3$	11.50	8.57
4	$4.51*10^3$	$51.819*10^3$	$38.605*10^3$	11.49	8.56
5	$4.51*10^3$	$51.819*10^3$	$38.605*10^3$	11.49	8.56
6	$4.718*10^3$	$54.304*10^3$	$40.489*10^3$	11.51	8.582
Poids total	$32.385*10^3$	$372.427*10^3$	$277.604*10^3$	11.50	8.572

Avec:
W_i: poids de la masse concentrée (i) du niveau considéré.
X_G Y_G: coordonnées de centre de gravité du niveau par rapport au repère global.

Tableau IV-3: Centre de rigidité du 1er modèle.

Ainsi le centre de masse de la structure est: $\begin{cases} x_M = 11.50 \text{ m} \\ y_M = 8.572 \text{m} \\ z_M = 11.277 \text{ m} \end{cases}$

2) centre de torsion:

Le tableau (IV-4) montre les valeurs du centre de torsion (x_{cj} , y_{cj}) de chaque niveau.

Tableau IV-4: Centre de torsion du 1er modèle.

Niveau j	$\sum R(x)_j (m^4)$	$\sum R(y)_j (m^4)$	$R(x)_j Yi$ **(m^5)**	$R(y)_j xi$ **(m^5)**	$x_c(m)$	$y_c(m)$
R.D.C	**3.9*10^{-2}**	**3.9*10^{-2}**	**3.41*10^{-1}**	**4.51*10^{-1}**	**11.58**	**8.75**
1	**3.9*10^{-2}**	**3.9*10^{-2}**	**3.41*10^{-1}**	**4.51*10^{-1}**	**11.58**	**8.75**
2	**2.3*10^{-2}**	**2.3*10^{-2}**	**2.01*10^{-1}**	**2.66*10^{-1}**	**11.58**	**8.75**
3	**2.3*10^{-2}**	**2.3*10^{-2}**	**2.01*10^{-1}**	**2.66*10^{-1}**	**11.58**	**8.75**
4	**1.24*10^{-2}**	**1.24*10^{-2}**	**1.08*10^{-1}**	**1.43*10^{-1}**	**11.58**	**8.75**
5	**1.24*10^{-2}**	**1.24*10^{-2}**	**1.08*10^{-1}**	**1.43*10^{-1}**	**11.58**	**8.75**
6	**1.24*10^{-2}**	**1.24*10^{-2}**	**1.08*10^{-1}**	**1.43*10^{-1}**	**11.58**	**8.75**

Donc le centre de torsion de la structure est: $\begin{cases} x_c = 11.58 \text{ m} \\ y_c = 8.75 \text{ m} \end{cases}$

3) Excentricité:

Sur le tableau (IV.6), sont données les valeurs des centres de masses et de torsion de chaque niveau ainsi que l'excentricité statique suivant x et y:

Tableau IV-5: Excentricité du 1er modèle.

Niveau j	X_M (m)	Y_M (m)	X_C (m)	Y_C (m)	e_x (m)	e_y (m)
RDC	11.50	8.58	**11.58**	**8.75**	0.08	0.17
1	11.50	8.58	**11.58**	**8.75**	0.08	0.17
2	11.492	8.565	**11.58**	**8.75**	0.088	0.185
3	11.50	8.57	**11.58**	**8.75**	0.08	0.18
4	11.49	8.56	**11.58**	**8.75**	0.09	0.19
5	11.49	8.56	**11.58**	**8.75**	0.09	0.19
6	11.51	8.582	**11.58**	**8.75**	0.07	0.168

Analyse modale de la structure:

L'analyse modale d'une structure consiste à rechercher les caractéristiques des modes propres de cette structure, et en particulier les périodes propres de chaque mode, le coefficient de participation massique, ainsi que la famille des modes propres (flexion ou torsion).

Résultats:

Le coefficient de participation massique " α_i " correspond au $i^{éme}$ mode de vibration, il présente le pourcentage d'énergie sismique absorbée à ce mode par le bâtiment, la somme de ces coefficients représentent la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

En effet le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes soit supérieure ou égal à 90 % (RPA 99), les coefficients " α_i " et les périodes sont portés dans le tableau suivant:

Tableau IV-6: Périodes et coefficients de participation massique de la structure (autostable) du 1er modèle

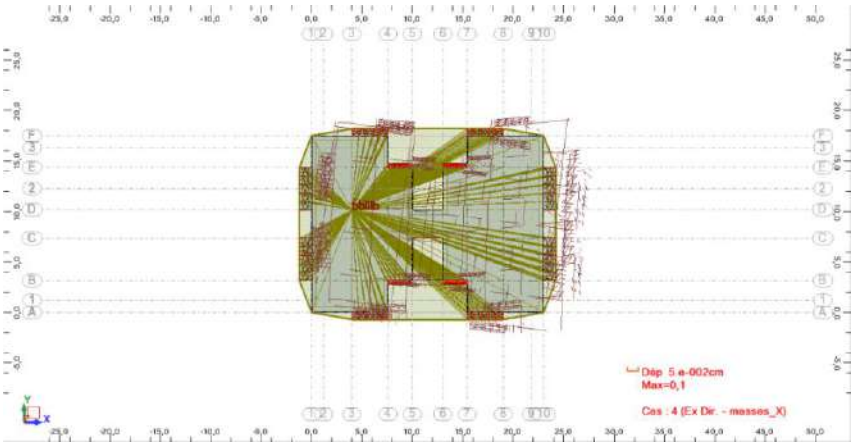
Mode " i "	Période " S "	Participation modale individuelle en (%)		Participation modale cumulée en (%)	
		Suivant " x "	Suivant " y "	Suivant " x "	Suivant " y "
1	0.77	45.39	7.33	45.39	7.33
2	0.69	22.04	48.63	67.43	55.95
3	0.60	10.02	21.37	77.45	77.33
4	0.27	7.12	1.19	84.57	78.51
5	0.24	3.21	7.77	87.78	86.28
6	0.21	1.43	3.43	89.21	89.71
7	0.16	2.86	0.27	92.08	89.98
8	0.14	0.76	2.66	92.84	92.64

.

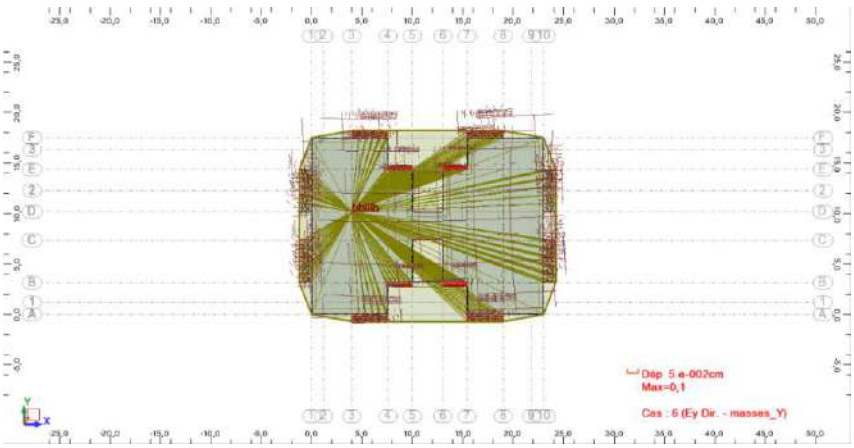
Constations:

D'après la figure et le tableau ci-dessus, on peut commenter les modes propres comme suit:

- mode 1: couplage entre la déformation des deux sens (x) et (y) avec prédominance suivant (x) de 45.39 % (translation).
- mode 2: couplage entre la déformation avec prédominance suivant (y) de 48.63 %.
- La participation modale cumulée n'atteint les 90 % de la masse totale qu'à partir 8^{éme} mode.



a- 1er mode



a- 2eme mode

Interprétation:

Les résultats obtenus reflètent parfaitement le comportement des structures régulières ou généralement les trois premiers modes, les modes prédominants et les modes de flexion en particuliers, oû il n'y a pas de couplage entre les modes de translation et les modes de rotation.

Mais pour vérifier les conditions du " RPA 99 " précédemment notées, on ajoute des voiles avec différentes dispositions pour avoir une structure plus stable et plus rigide.

b) 2^{éme} modèle: Ossature mixte:

Dans le ^{2éme} modèle, et afin d'assurer une stabilité supplémentaire de la structure aux forces sismiques latérales. Nous avons introduit des voiles de contreventement, ces derniers sont disposés dans les endroits adéquats, afin de respecter l'aspect architectural adopté d'un coté et afin de minimiser la torsion d'axe vertical de l'autre coté.

L'approche adoptée :

Après plusieurs approches, pour lesquelles nous avons essayé de donner à la structure une rigidité sensiblement la même dans les directions longitudinales et transversales et de minimiser l'excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité, on a adopté le modèle montré dans la figure suivante où nous avons disposé des voiles de contreventement sans ouvertures ou avec ouvertures dont les dimensions sont négligeable devant les dimensions en plan des refends (Fig. IV-1).

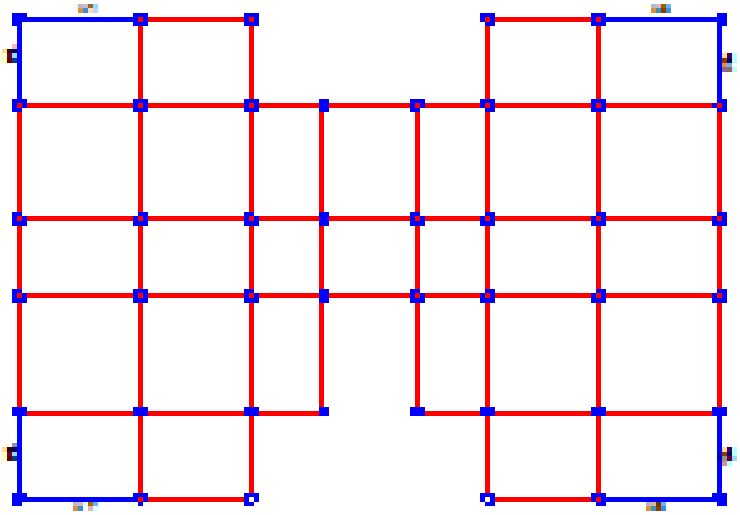


Fig. IV-4: DISPOSITION DES VOILES.

Caractéristiques géométriques du modèle:

1) masses et centre de masse:

Tableau IV-7: Centre de masse et masses tortionnelle du modèle.

NiveauJ	w_i (KN)	x_i (m)	y_i (m)	$w_i.x_i$ (KNm)	$w_i.y_i$ (KNm)
RDC	$5.06*10^3$	11.526	8.62	$58.390*10^3$	$43.668*10^{-3}$
01	$5.06*10^3$	11.526	8.62	$58.390*10^3$	$43.668*10^{-3}$
02	$4.94*10^3$	11.516	8.607	$56.869*10^3$	$42.518*10^{-3}$
03	$4.968*10^3$	11.522	8.61	$57.241*10^3$	$42.774*10^{-3}$
04	$4.86*10^3$	11.51	8.604	$55.938*10^3$	$41.815*10^{-3}$
05	$4.86*10^3$	11.51	8.604	$55.938*10^3$	$41.815*10^{-3}$
06	$5.06*10^3$	11.528	8.623	$58.400*10^3$	$43.684*10^{-3}$
Poids totale	$34.826*10^3$	11.52	8.61	$401.195*10^3$	$299.851*10^3$

$$\begin{cases} X_G = 11.52\text{m} \\ y_G = 8.61\text{m} \end{cases}$$

2) **Tableau IV-8**-centre de torsion:

Niveau j		$\Sigma R(y_i)/E$ (m)	$\Sigma R(x_i)/E$ (m)	$\Sigma R_{xi} y_i/E$ (m^2)	$\Sigma R_{yi} x_i/E$ (m^2)	X_c (m)	Y_c (m)
RDC	**Poteaux**	$3.9*10^{-2}$	$3.9*10^{-2}$	$3.40*10^{-1}$	$4.54*10^{-1}$	**11.65**	**8.72**
	Voiles	1.544	$3.08*10^{-3}$	$2.68*10^{-2}$	17.98		
1er	**Poteaux**	$3.9*10^{-2}$	$3.9*10^{-2}$	$3.40*10^{-1}$	$4.54*10^{-1}$	**11.65**	**8.72**
	Voiles	1.544	$3.08*10^{-3}$	$2.68*10^{-2}$	17.98		
2eme	**Poteaux**	$2.3*10^{-2}$	$2.3*10^{-2}$	$2*10^{-1}$	$2.67*10^{-1}$	**11.65**	**8.72**
	Voiles	1.544	$3.08*10^{-3}$	$2.68*10^{-2}$	17.98		
3eme	**Poteaux**	$2.3*10^{-2}$	$2.3*10^{-2}$	$2*10^{-1}$	$2.67*10^{-1}$	**11.65**	**8.72**
	Voiles	1.544	$3.08*10^{-3}$	$2.68*10^{-2}$	17.98		
4eme	**Poteaux**	$1.24*10^{-2}$	$1.24*10^{-2}$	$1.08*10^{-1}$	$1.44*10^{-1}$	**11.65**	**8.72**
	Voiles	1.544	$3.08*10^{-3}$	$2.68*10^{-2}$	17.98		
5eme	**Poteaux**	$1.24*10^{-2}$	$1.24*10^{-2}$	$1.08*10^{-1}$	$1.44*10^{-1}$	**11.65**	**8.72**
	Voiles	1.544	$3.08*10^{-3}$	$2.68*10^{-2}$	17.98		
6eme	**Poteaux**	$1.24*10^{-2}$	$1.24*10^{-2}$	$1.08*10^{-1}$	$1.44*10^{-1}$	**11.65**	**8.72**
	Voiles	1.544	$3.08*10^{-3}$	$2.68*10^{-2}$	17.98		

Donc le centre de torsion de la structure est: $\begin{cases} x_t = 11.65\text{m} \\ y_t = 8.72\text{m} \end{cases}$

3) Excentricité:

Sur le tableau (IV.6), sont déterminées les valeurs des centres de masses et de torsion de chaque niveau ainsi que l'excentricité statique suivant x et y:

Tableau IV-9: Excentricité du modèle.

Niveau j	X_M (m)	Y_M (m)	X_C (m)	Y_C (m)	e_x (m)	e_y (m)
RDC	11.526	8.62	11.65	8.72	0.124	0.10
1	11.526	8.62	11.65	8.72	0.124	0.10
2	11.516	8.607	11.65	8.72	0.134	0.113
3	11.522	8.61	11.65	8.72	0.128	0.11
4	11.51	8.604	11.65	8.72	0.14	0.116
5	11.51	8.604	11.65	8.72	0.14	0.116
6	11.528	8.623	11.65	8.72	0.122	0.097

On constate qu'on a pour tous les niveaux une excentricité théorique inférieure à la l'excentricité accidentelle donnée par le RPA99, et pour les deux directions telles que :

$$\begin{cases} \pm 0.05 \cdot L_x = \pm 1.285 \text{ m} \\ \pm 0.05 \cdot L_y = \pm 0.965 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e_x < 1.285m \\ e_y < 0.965m \end{cases}$$

Donc, on adopte la valeur de l'excentricité accidentelle. Néanmoins, cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion.

- On doit vérifier que les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Tableau IV-10- Surface revenant aux voiles

Niveau	RDC	1er	2eme	3 eme	4 eme	5eme	6 eme
$S_{étage}(m^2)$	384.72	384.72	384.72	389.04	389.04	389.04	389.04
$S_{voiles}(m^2)$	73.12	73.12	73.12	73.12	73.12	73.12	73.12
$0.20S_{étage}(m^2)$	76.94	76.94	76.94	77.80	77.80	77.80	77.80

Donc, les voiles reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales pour tous les niveaux.

Caractéristiques dynamiques:

Les résultats des périodes et des coefficients de participation massique sont résumés dans le tableau (IV-10).

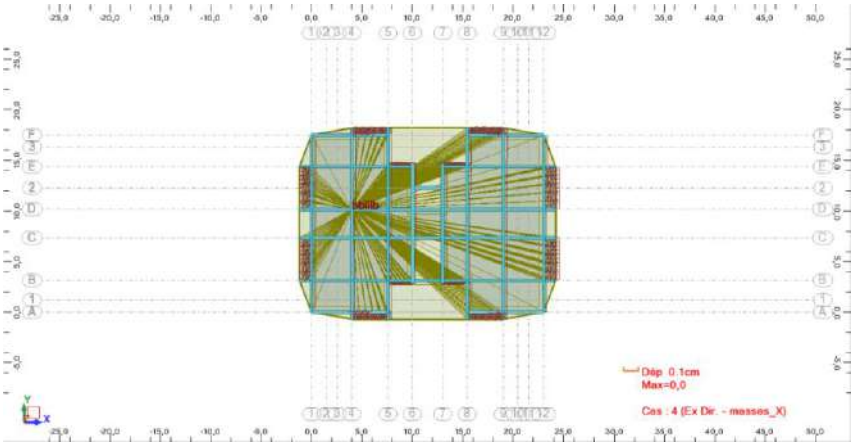
Tableau IV-11: Périodes et coefficients de participation massique du modèle .

Mode " i "	Période " S "	Participation modale individuelle en (%)		Participation modale cumulée en (%)	
		Suivant " x "	Suivant " y "	Suivant " x "	Suivant " y "
1	0.40	0.07	69.58	0.07	69.58
2	0.35	70.64	0.09	70.71	69.67
3	0.22	0.46	0.27	71.16	69.94
4	0.10	0.03	19.29	71.20	89.23
5	0.09	19.51	0.04	90.71	89.27
6	0.05	0.06	0.03	90.77	89.30
7	0.05	0.08	4.85	90.84	94.15

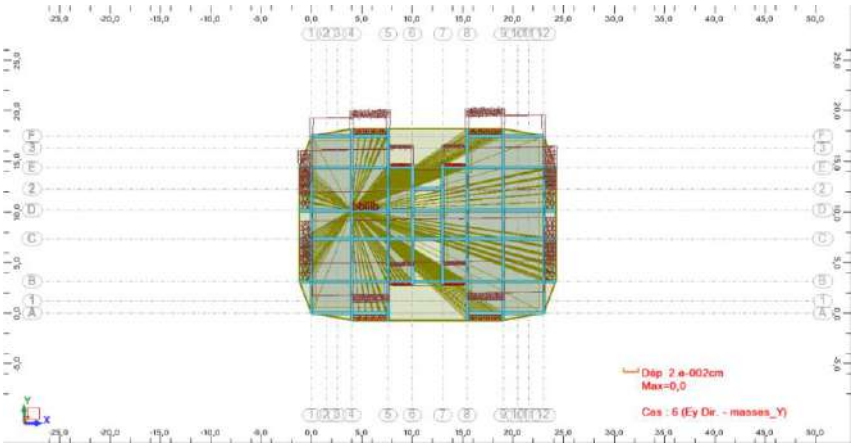
Constations:

L'examen des formes des modes propres de vibration montre:

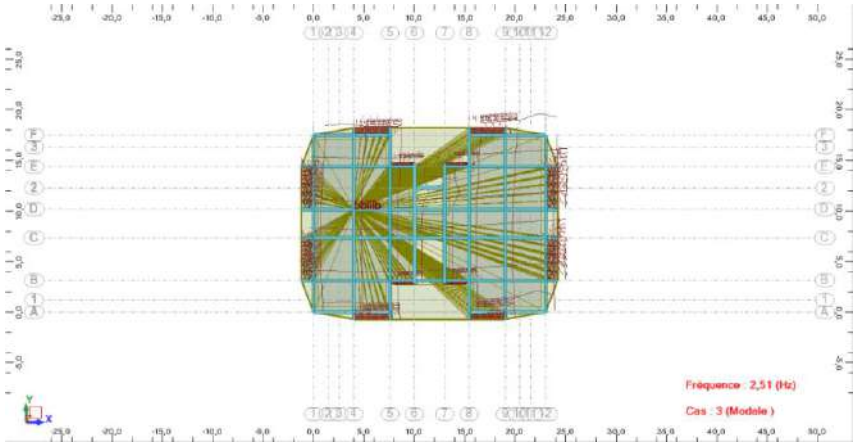
- mode 1: correspond à une translation pure suivant y (69 %) (Fig. IV-8-a).
- mode 2: correspond à une translation pure suivant x (70 %) (Fig. IV-8-b).
- mode 3: correspond à une rotation pur d'axe vertical (Fig. IV-8-c)
- La paire de périodes fondamentaux (mode 1 et 2) sont presque identiques.
- La participation modale cumulée n'atteint les 90 % de la masse totale qu'après 7 modes.



a- 1er mode



b- 2éme mode



c- 3éme mode

Fig. IV-9: Déformation modale de la structure (2éme modèle).

Interprétation:

Les résultats obtenus reflètent parfaitement le comportement des structures régulières.

Conclusion:

A travers les résultats obtenus, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique des structures régulières.

IV-4- ETUDE SISMIQUE

IV-4-1- Méthode de calcul sismique:

D'après le " RPA 99 ", on a trois méthodes de calcul:

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

IV-4-2- Détermination de la force sismique: [3]

Notre bâtiment présente une forme irrégulière (en élévation) puisque la condition (b_2) parmis les conditions de la régularité en élévation n'est pas vérifiée (RPA page 22), donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable, ce qui nous conduit d'appliquer la méthode spectrale modale. L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1.25A.\left[1+\frac{T}{T_1}\left(1.25\eta.\frac{Q}{R}-1\right)\right] & 0\le T\le T_1\\ 1.25\eta.(1.25A).\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1\le T\le T_2\\ 1.25\eta.(1.25A).\left(\frac{Q}{R}\right).\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3s\\ 1.25\eta.(1.25A).\left(\frac{Q}{R}\right).\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}.\left(\frac{3}{T_2}\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3s\end{cases}$$

S_a: spectre de réponse.

A: coefficient d'accélération de zone.

η: facteur de correction d'amortissement, $\eta=\sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}\ge 0.7.$

R: coefficient de comportement de la structure.

T_1 , T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q: facteur de qualité.

A = 0.08 (Tab. 4-1-page 26).

R = 5 (Tab. 4-3-page 28).

P_q = 0.25 (Tab. 4-4-page 30).

Q = 1.25

$\left.\begin{matrix}T_1=0.15\\ T_2=0.40\end{matrix}\right\}$ (Tab. 4-7-page 34).

L'action sismique est déterminée par le logiciel (ROBOT 2010) en utilisant les paramètres précédemment calculés.

Recommandation:

Le RPA 99 préconise que les déplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement relatif au niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à:

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \textbf{[3]}$$

Résultats:

Les déplacements et les résultats avec la vérification sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau IV-12: Vérification des déplacements des niveaux.

Niv	U_x (m)	U_y (m)	$R_Z.10^{-5}$ (rad)	$\delta_x .10^{-3}$ (m)	$\delta_y .10^{-3}$ (m)	h (m)	1% h $.10^{-3}$ (m)	Vérif
RDC	0.001	0.001	0.000	**0.5**	**1**	3.06	**30.6**	CV
1er	0.0015	0.002	0.000	**1**	**0.5**	3.06	**30.6**	CV
2eme	0.0025	0.0025	0.000	**0.5**	**0.5**	3.06	**30.6**	CV
3 eme	0.003	0.003	0.000	**0.3**	**1**	3.06	**30.6**	CV
4 eme	0.0033	0.004	0.000	**0.3**	**1.5**	3.06	**30.6**	CV
5 eme	0.0036	0.0055	0.000	**0.4**	**0.5**	3.06	**30.6**	CV
6 eme	0.004	0.006	0.000					

IV-4-3- Vérification de la résultante des forces sismiques vis-à-vis du RPA 99:

La résultante des forces sismique à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si: V_t > 0.8 V, il faudra augmenter les paramètres de la réponse (force, déplacement, moments…) dans le rapport: $0.8\frac{V}{V_t}$

Vérification:

On à: $V = V_x = V_y = \frac{A.D.Q.W}{R}$.

Tel que: A = 0.08

Q = 1.2

R = 5

W: poids total de la structure, $W = \Sigma w_i$.

$w_i = w_G + \beta w_Q$, $\beta = 0.2$: coefficient de pondération.

$W = 34.826*10^3$ KN.

$$\xi = 7\ \% \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0.88$$

On a: $T_1 = C_T (h_n)^{\frac{3}{4}} \Rightarrow \begin{cases} C_T = 0.05 \\ h_n = 21.42\ m \end{cases}$ alors: $T_1 = 0.497$ s

$$T = 0.09.\frac{h_n}{\sqrt{D}} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.38\ s \\ T_y = 0.44\ s \end{cases}$$

D : c'est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T = \min\left[T_1, T_2\right] \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.38s \\ T_y = 0.44s \end{cases}$$

Alors: $\begin{cases} 0 < T_x < T_2 \Rightarrow D_x = 2.20\ s \\ T_2 < T_y < 3s \Rightarrow D_y = 2.06\ s \end{cases}$

D'où: $V_x = 1471.05$kN et $V_y = 1377.43$ kN

80 % $V_x = 1176.84$ kN et 80 % $V_y = 1101.95$ kN.

D'autre part, on a: $V_t = \Sigma R_i$

R_i : les réactions dans les nœuds de la structure.

La force sismique à la base determine par la méthode dynamique:

V_{tx} = 1984.28 KN **V_{ty} =1959.76 KN.**

$$\Rightarrow \begin{cases} V_{tx} = 1984.28\,KN > 80\%\ Vx = 1176.84 \\ V_{ty} = 1959.76\,KN > 80\%\ Vy = 1101.95 \end{cases}$$

Résultat:

La méthode d'analyse modale spectrale permet de résoudre n'importe quel problème de contreventement pour autant que le découplage soit effectué judicieusement, on peut notamment prendre en compte toutes les irrégularités dans les refends.

IV-4-4- Vérification de la stabilité au renversement:

La stabilité au renversement est assurée si le rapport du moment stabilisant au moment renversant est au moins égal à 1.5.

Le moment stabilisant est du au poids de al structure.

- ✓ Suivant (x): $M_{stab} = \Sigma\, w_j\, x_{Gj}$.
- ✓ Suivant (y): $M_{stab} = \Sigma\, w_j\, y_{Gj.}$

w_j: poids total de l'étage " j ".

x_{Gj} , y_{Gj}: centre de gravité de chaque étage " j ".

Le moment renversant est causé par l'action sismique, il est donné par l'expression suivante:

$$M_{renv} = \Sigma\, f_{Tj} \,.\, h_{Tj} \,.$$

F_{tj}: effort sismique au niveau " j", il est donné par la formule:

$$F_T = \frac{(V - f_T) w_j \cdot h_j}{\sum_{j=1}^{n} w_j \cdot h_j}$$

h_j: niveau du plancher ou s'exerce la force f_i .

V: la résultante des forces sismiques.

Donc, on a:

- ✓ Suivant l'axe (x):

$$\left.\begin{aligned} M_{stab} &= 400982.33\,K\ Nm \\ M_{renv} &= 23514\,.45\,KNm \end{aligned}\right\} \Rightarrow \frac{M_{stab}}{M_{renv}} = 17.05 > 1.5$$

- ✓ Suivant l'axe (y):

$$\left.\begin{aligned} M_{stab} &= 299790\,.72\ KNm \\ M_{renv} &= 23235\,.2\ KNm \end{aligned}\right\} \Rightarrow \frac{M_{stab}}{M_{renv}} = 12.90 > 1.5$$

Donc, la structure est stable vis-à-vis du renversement.

IV -1- INTRODUCTION

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique, qui peuvent amplifier la déformation des éléments structuraux.

IV -2- CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE

IV-2-1-Centre de masse:

C'est le point d'application de toutes les forces d'inerties situées dans le plan horizontale, le centre de masse (gravité) est repéré dans un système d'axe convenablement choisit dans sa position.

L'analyse de notre ossature sera menée moyennant le logiciel ROBOT 2010 qui est un ensemble de programme de calcul de structure basé sur l'application de la méthode des éléments finis.

Le but de l'utilisation de ce logiciel est de déterminer automatiquement les caractéristiques géométriques et dynamiques à partir d'une modélisation préalable et appropriée.

On peut calculer le centre de masse par deux méthodes:

1) On détermine pour chaque niveau le centre de masse de ses éléments constitutifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…), il est donné par la formule suivante:

$$X_{Mj} = \frac{\sum W_i \cdot X_i}{\sum W_i} \qquad Y_{Mj} = \frac{\sum W_i \cdot y_i}{\sum W_i}$$

W_i: poids de la masse concentrée au point " i " du niveau considéré.

x_i , y_i : coordonnées du point " i " par rapport au repère choisi.

X_{Mj} , Y_{Mj} : coordonnées du centre de masse du niveau " j ".

2) La méthode des plaques (diaphragme): a l'aide du logiciel "ROBOT 2010" pour avoir des résultats plus précis, on choisit la 2^{éme} méthode.

IV-2-2- Centre de rigidité (torsion):

Il présente dans le plan horizontal (diaphragme) le point à travers lequel si on applique une force horizontale, ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Habituellement dans les structures dont les éléments résistants sont de forme rectangulaire et qui présentent des caractéristiques physiques, et dont les axes principaux locaux sont parallèles aux axes globaux, le calcul du centre de torsion se fait à l'aide des formules suivantes:

$$Xc = \frac{R(y)i\ Xi}{\sum R(y)i} \qquad Yc = \frac{R(x)_i\ Y_i}{\sum R(x)_i}$$

$\mathbf{X_C}$ **,** $\mathbf{Y_C}$: coordonnées du centre de torsion du niveau " j ".

x_i , y_i : coordonnées du point " i " par rapport au repère choisi.

R(y) , R(x) : la rigidité de la section transversale par rapport à "ox , oy" respectivement.

IV -2-2-1- Calcul des moments d'inertie des éléments résistants:

A- les poteaux:

Un poteau est un élément résistant dans la structure (verticale), il est considéré comme un élément élancé, ses dimensions transversales sont négligeables par rapport à sa largeur.

Donc chaque poteau à une certaine rigidité:

$$K_{x\ ou\ y} = \frac{12E.\ I_{x\ ou\ y}}{L^3}$$, le poteau est supposé encastrer aux extrémités.

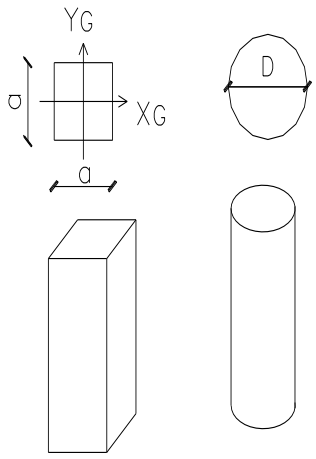
E: module de youngh.

$I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " et / ou " oy ".

L: longueur du poteau.

Moment d'inertie: Comme on à un seul type de poteaux, donc on a la formule du moment d'inertie comme suite:

Poteau carré: $I_x = I_y = \frac{a^4}{12}$.



B- Les refends:

B-1- Les refends pleins:

Un refend est un élément structural résistant, il reprend les efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que l'on peut déterminer en %, il a un grand rôle d'élever la rigidité de la structure, donc une grande marge de stabilité de la structure.

Le refend est un poteau de grande inertie transversale, et d'épaisseur moins faible que le poteau, comme le refend est supposé encastrer à sa base, donc sa rigidité est égale a:

$$K_{xouy} = \frac{12\, I_{xouy}}{h^3}$$

$K_{x,y}$: la rigidité du refend suivant la direction " ox " et / ou " oy ".

E: module de déformation longitudinale.

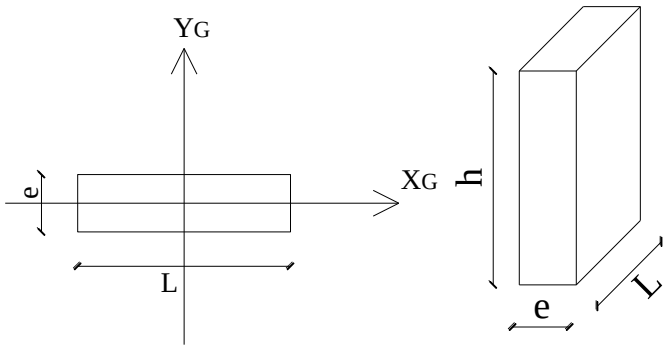
h: hauteur de refend.

$I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale du refend / à " ox " et / ou " oy ".

Moment d'inertie:

$I_{XG} = \frac{L.e^3}{12}$ par rapport à " X_G ".

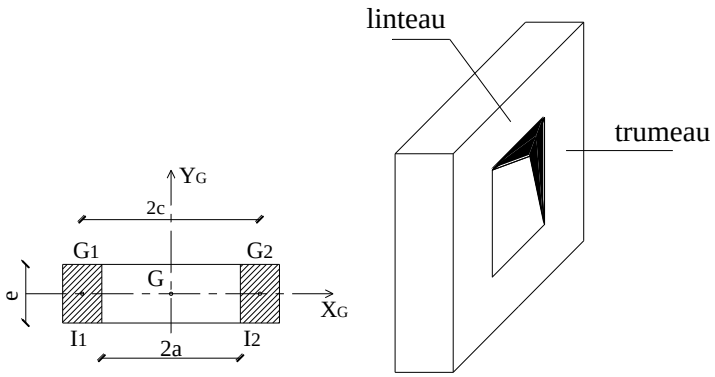
$I_{YG} = \frac{e.L^3}{12}$ par rapport à " Y_G ".



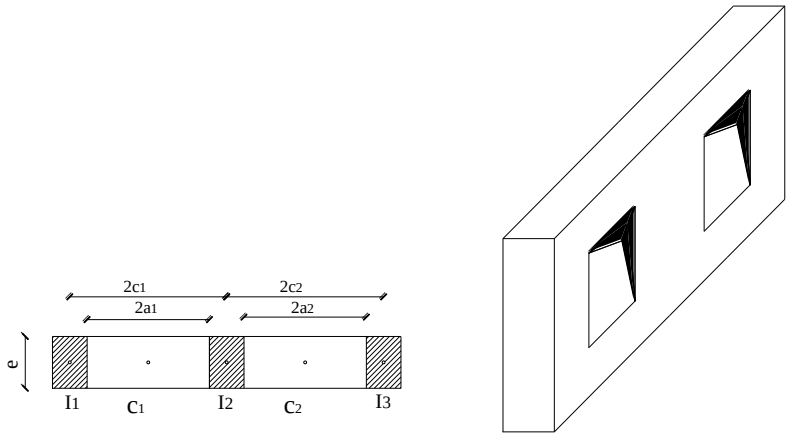
B-2- Les refends avec ouvertures:

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

Le refend avec file d'ouverture est constitué par deux montants sont appelées trumeaux, et une traverse qui sépare deux ouvertures en élévation est appelée linteau.



a- une seule ouverture



b- deux ouvertures.

La rigidité d'un refend avec une file ou plusieurs files d'ouvertures est moins qu'un refend plein ayant les mêmes caractéristiques dans tous les sens (matériaux, dimensions…), donc pour cette raison on fait introduire la notion d'inertie équivalente pour un voile à une ou plusieurs files d'ouvertures.

L'inertie équivalente " I_e " d'un refend avec file d'ouverture est égale à l'inertie du refend fictif plein qui aurait la même flèche au sommet que le refend avec files d'ouvertures soumis à une charge uniforme pour le vent et / ou triangulaire par le séisme.

Méthode approximative pour le calcul de l'inertie équivalent: [6]

La flèche au sommet d'un refend plein (chargement triangulaire séisme)

$$f = \frac{11}{60}.\frac{T_1.H^3}{EI}$$

La flèche au sommet d'un refend avec une file d'ouverture est:

$$f = \frac{2mc}{(I_1 + I_2)}.\frac{T_1}{EI}.\frac{A_0(\alpha.\xi)}{\alpha^2} + \frac{11}{60}.\frac{T_1.H^3}{EI}$$

Par égalisation on aura: $I_e = \dfrac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1 + I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2} + 1}$

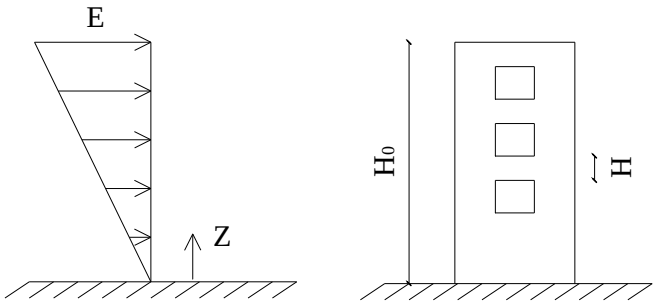


Fig.IV 1: Refend avec une file d'ouverture (chargement triangulaire)

a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

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

n: nombre de niveaux, dans notre cas " n = 7 " donc " a_n = 1.11 ".

I: inertie totale du refend.

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

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

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

I_i : moment d'inertie des trumeaux.

A_i: aire des éléments du refend.

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

a: demi portée de l'ouverture.

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

H_0: hauteur totale du refend.

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

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

H: hauteur d'étage.

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

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

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

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

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

Tous les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants:

Voile plein:

Tableau IV-1: indiquant l'inertie équivalente des voiles pleins.

	Longueur (m)	**Hauteur (m)**	**Epaisseur (m)**	**I_x (m^4)**	**I_y (m^4)**
voile	2.85	3.06	0.15	$8.01.10^{-4}$	0.29

Voile avec file d'ouverture:

Les voiles ayant le même type d'ouverture.

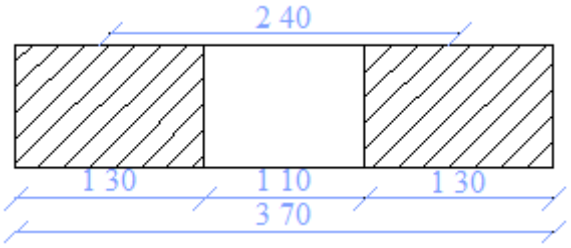


Tableau IV-2: indiquant l'inertie équivalente des voiles avec une file d'ouverture.

	L (m)	$A_1 = A_2$ (m^2)	a (m)	$I_1 = I_2$ (m^4)	I_0 (m^4)	m (m^3)	c (m)
voile	3.7	0.195	0.55	0.0274	0.054	0.234	1.2
	i (m^4)	**I** (m^4)	**w**	**α**	Ψ_0	I_e (m^4)	
voile	0.0704	0.05	1.97	6.03	0.6	0.38	

IV-2-3- Excentricité statique:

C'est la différence entre le centre de torsion et le centre de masse, l'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe verticale due à l'excentricité qui doit être prise en compte.

Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devrant être négligés pour toutes les structures comportant des planchers ou des diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction.

L'excentricité statique est donnée par: $\begin{cases} e_x = |x_m - x_t| \\ e_y = |y_m - y_t| \end{cases}$

IV-2-4- Excentricité accidentelle:

Elle est due à une incertitude dans l'estimation de la masse et de la rigidité, elle est généralement prise égale à 5% de la dimension perpendiculaire à l'action sismique.

Dans notre cas on à la plus grande dimension en plan " L = 25.70 m " pour les deux sens, donc: $5\%.L = 5 \times \frac{25.70}{100} = 1.28\text{m}$

Remarque:

La résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égal à la plus grande des deux valeurs.

IV-3- MODELISATION DE LA STRUCTURE

IV-3-1- Introduction:

L'ouvrage en question à fait l'objet d'étude dans le passé, le système de contreventement retenus été composé uniquement de portiques autostables, ce qui satisfait les exigences des règles parasismiques Algérien de l'époque (RPA 88). Par contre si cet ouvrage sera réalisé demain, le système de contreventement choisi précédemment ne satisfera pas les nouvelles dispositions imposées par le nouveau code (RPA 99).

IV-3-2- Modélisation:

L'analyse dynamique nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui reflète au maximum le comportement de la structure réelle.

A cet effet et pour les raisons citées dans le paragraphe (IV-3-1), nous avons modélisé notre ouvrage par deux modèles différents:

- ✓ Un premier modèle composé seulement d'une ossature autostable, dans le but de vérifier si les nouvelles prescriptions du " RPA 99 " sont justifiables ou plutôt sévères.
- ✓ Un deuxième modèle à ossature mixte oû le contreventement est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les endroits adéquats de telle sorte qu'il n'affecte pas l'aspect architectural de l'ouvrage.

a) 1er modèle: Structure à ossature auto stable (Fig. IV-3)

Le bâtiment est représenté par un modèle tridimensionnel, en utilisant le logiciel " ROBOT 2010 ".

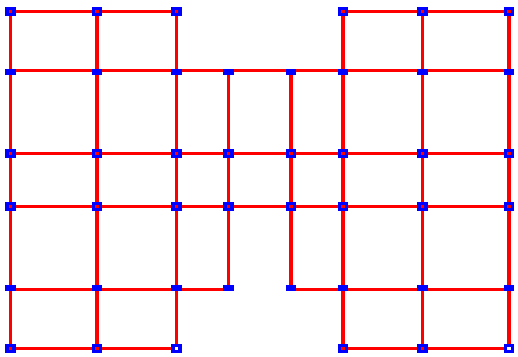


Fig. IV-3: VUE EN PLAN DE LA STRUCTURE DE 1^{ére} modèle.

Caractéristiques géométriques et dynamiques:

1) masses et centre de masse:

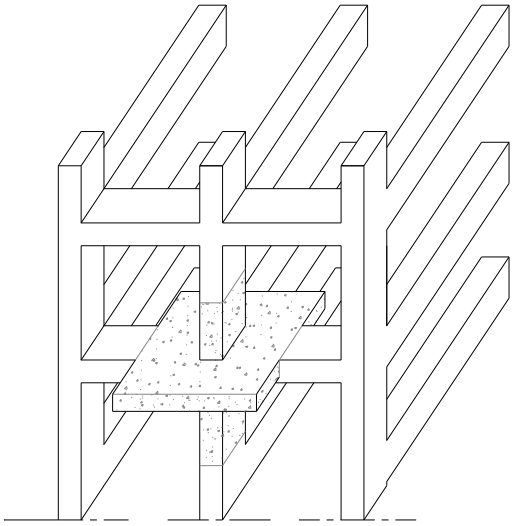


Fig. IV-4: Concentration de la masse conformément aux règles élémentaires de la statique.

	$\sum W_i$ (KN)	$\sum W_i.X_i$	$\sum W_i.Y_i$	X_G	Y_G
R.D.C	$4.718*10^3$	$54.257*10^3$	$40.480*10^3$	11.50	8.58
1	$4.718*10^3$	$54.257*10^3$	$40.480*10^3$	11.50	8.58
2	$4.591*10^3$	$52.759*10^3$	$39.321*10^3$	11.492	8.565
3	$4.62*10^3$	$53.130*10^3$	$39.593*10^3$	11.50	8.57
4	$4.51*10^3$	$51.819*10^3$	$38.605*10^3$	11.49	8.56
5	$4.51*10^3$	$51.819*10^3$	$38.605*10^3$	11.49	8.56
6	$4.718*10^3$	$54.304*10^3$	$40.489*10^3$	11.51	8.582
Poids total	$32.385*10^3$	$372.427*10^3$	$277.604*10^3$	11.50	8.572

Avec:
W_i: poids de la masse concentrée (i) du niveau considéré.
X_G Y_G: coordonnées de centre de gravité du niveau par rapport au repère global.

Tableau IV-3: Centre de rigidité du 1er modèle.

Ainsi le centre de masse de la structure est: $\begin{cases} x_M = 11.50 \text{ m} \\ y_M = 8.572 \text{m} \\ z_M = 11.277 \text{ m} \end{cases}$

2) centre de torsion:

Le tableau (IV-4) montre les valeurs du centre de torsion (x_{cj} , y_{cj}) de chaque niveau.

Tableau IV-4: Centre de torsion du 1er modèle.

Niveau j	$\sum R(x)_j (m^4)$	$\sum R(y)_j (m^4)$	$R(x)_j Yi$ **(m^5)**	$R(y)_j xi$ **(m^5)**	$x_c(m)$	$y_c(m)$
R.D.C	**3.9*10^{-2}**	**3.9*10^{-2}**	**3.41*10^{-1}**	**4.51*10^{-1}**	**11.58**	**8.75**
1	**3.9*10^{-2}**	**3.9*10^{-2}**	**3.41*10^{-1}**	**4.51*10^{-1}**	**11.58**	**8.75**
2	**2.3*10^{-2}**	**2.3*10^{-2}**	**2.01*10^{-1}**	**2.66*10^{-1}**	**11.58**	**8.75**
3	**2.3*10^{-2}**	**2.3*10^{-2}**	**2.01*10^{-1}**	**2.66*10^{-1}**	**11.58**	**8.75**
4	**1.24*10^{-2}**	**1.24*10^{-2}**	**1.08*10^{-1}**	**1.43*10^{-1}**	**11.58**	**8.75**
5	**1.24*10^{-2}**	**1.24*10^{-2}**	**1.08*10^{-1}**	**1.43*10^{-1}**	**11.58**	**8.75**
6	**1.24*10^{-2}**	**1.24*10^{-2}**	**1.08*10^{-1}**	**1.43*10^{-1}**	**11.58**	**8.75**

Donc le centre de torsion de la structure est: $\begin{cases} x_c = 11.58 \text{ m} \\ y_c = 8.75 \text{ m} \end{cases}$

3) Excentricité:

Sur le tableau (IV.6), sont données les valeurs des centres de masses et de torsion de chaque niveau ainsi que l'excentricité statique suivant x et y:

Tableau IV-5: Excentricité du 1er modèle.

Niveau j	X_M (m)	Y_M (m)	X_C (m)	Y_C (m)	e_x (m)	e_y (m)
RDC	11.50	8.58	**11.58**	**8.75**	0.08	0.17
1	11.50	8.58	**11.58**	**8.75**	0.08	0.17
2	11.492	8.565	**11.58**	**8.75**	0.088	0.185
3	11.50	8.57	**11.58**	**8.75**	0.08	0.18
4	11.49	8.56	**11.58**	**8.75**	0.09	0.19
5	11.49	8.56	**11.58**	**8.75**	0.09	0.19
6	11.51	8.582	**11.58**	**8.75**	0.07	0.168

Analyse modale de la structure:

L'analyse modale d'une structure consiste à rechercher les caractéristiques des modes propres de cette structure, et en particulier les périodes propres de chaque mode, le coefficient de participation massique, ainsi que la famille des modes propres (flexion ou torsion).

Résultats:

Le coefficient de participation massique " α_i " correspond au $i^{éme}$ mode de vibration, il présente le pourcentage d'énergie sismique absorbée à ce mode par le bâtiment, la somme de ces coefficients représentent la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

En effet le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes soit supérieure ou égal à 90 % (RPA 99), les coefficients " α_i " et les périodes sont portés dans le tableau suivant:

Tableau IV-6: Périodes et coefficients de participation massique de la structure (autostable) du 1er modèle

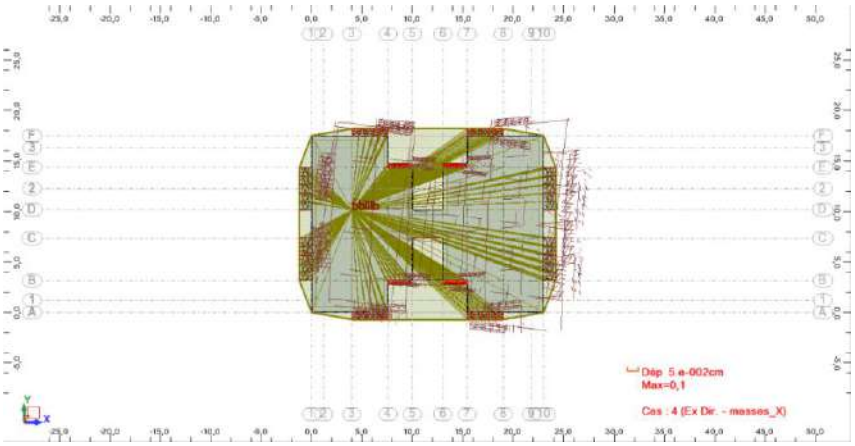
Mode " i "	Période " S "	Participation modale individuelle en (%)		Participation modale cumulée en (%)	
		Suivant " x "	Suivant " y "	Suivant " x "	Suivant " y "
1	0.77	45.39	7.33	45.39	7.33
2	0.69	22.04	48.63	67.43	55.95
3	0.60	10.02	21.37	77.45	77.33
4	0.27	7.12	1.19	84.57	78.51
5	0.24	3.21	7.77	87.78	86.28
6	0.21	1.43	3.43	89.21	89.71
7	0.16	2.86	0.27	92.08	89.98
8	0.14	0.76	2.66	92.84	92.64

.

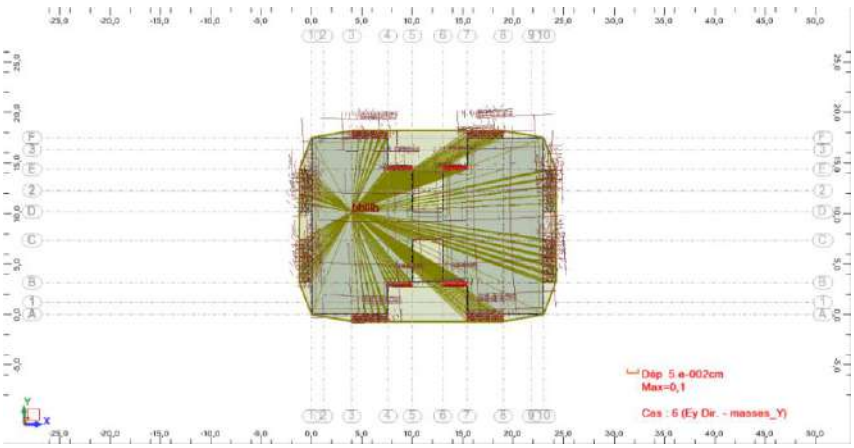
Constations:

D'après la figure et le tableau ci-dessus, on peut commenter les modes propres comme suit:

- mode 1: couplage entre la déformation des deux sens (x) et (y) avec prédominance suivant (x) de 45.39 % (translation).
- mode 2: couplage entre la déformation avec prédominance suivant (y) de 48.63 %.
- La participation modale cumulée n'atteint les 90 % de la masse totale qu'à partir 8^{éme} mode.



a- 1er mode



a- 2eme mode

Interprétation:

Les résultats obtenus reflètent parfaitement le comportement des structures régulières ou généralement les trois premiers modes, les modes prédominants et les modes de flexion en particuliers, oû il n'y a pas de couplage entre les modes de translation et les modes de rotation.

Mais pour vérifier les conditions du " RPA 99 " précédemment notées, on ajoute des voiles avec différentes dispositions pour avoir une structure plus stable et plus rigide.

b) 2^{éme} modèle: Ossature mixte:

Dans le ^{2éme} modèle, et afin d'assurer une stabilité supplémentaire de la structure aux forces sismiques latérales. Nous avons introduit des voiles de contreventement, ces derniers sont disposés dans les endroits adéquats, afin de respecter l'aspect architectural adopté d'un coté et afin de minimiser la torsion d'axe vertical de l'autre coté.

L'approche adoptée :

Après plusieurs approches, pour lesquelles nous avons essayé de donner à la structure une rigidité sensiblement la même dans les directions longitudinales et transversales et de minimiser l'excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité, on a adopté le modèle montré dans la figure suivante où nous avons disposé des voiles de contreventement sans ouvertures ou avec ouvertures dont les dimensions sont négligeable devant les dimensions en plan des refends (Fig. IV-1).

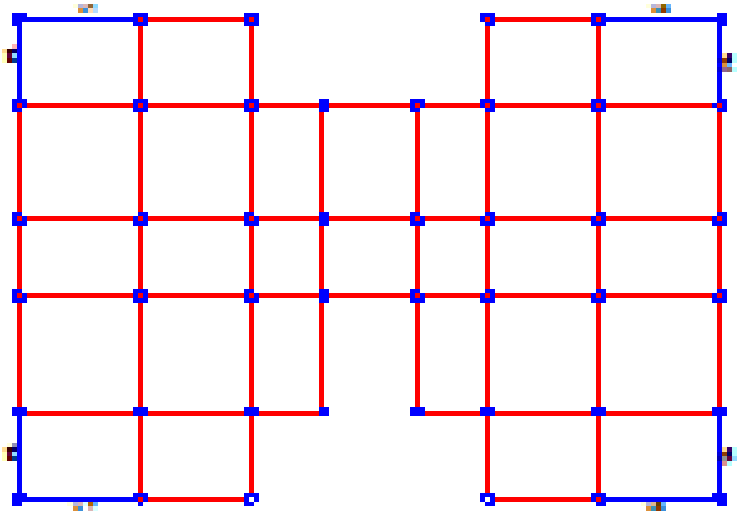


Fig. IV-4: DISPOSITION DES VOILES.

Caractéristiques géométriques du modèle:

1) masses et centre de masse:

Tableau IV-7: Centre de masse et masses tortionnelle du modèle.

NiveauJ	w_i (KN)	x_i (m)	y_i (m)	$w_i.x_i$ (KNm)	$w_i.y_i$ (KNm)
RDC	$5.06*10^3$	11.526	8.62	$58.390*10^3$	$43.668*10^{-3}$
01	$5.06*10^3$	11.526	8.62	$58.390*10^3$	$43.668*10^{-3}$
02	$4.94*10^3$	11.516	8.607	$56.869*10^3$	$42.518*10^{-3}$
03	$4.968*10^3$	11.522	8.61	$57.241*10^3$	$42.774*10^{-3}$
04	$4.86*10^3$	11.51	8.604	$55.938*10^3$	$41.815*10^{-3}$
05	$4.86*10^3$	11.51	8.604	$55.938*10^3$	$41.815*10^{-3}$
06	$5.06*10^3$	11.528	8.623	$58.400*10^3$	$43.684*10^{-3}$
Poids totale	$34.826*10^3$	11.52	8.61	$401.195*10^3$	$299.851*10^3$

$$\begin{cases} X_G = 11.52\text{m} \\ y_G = 8.61\text{m} \end{cases}$$

2) **Tableau IV-8**-centre de torsion:

Niveau j		$\Sigma R(y_i)/E$ (m)	$\Sigma R(x_i)/E$ (m)	$\Sigma R_{xi} y_i/E$ (m^2)	$\Sigma R_{yi} x_i/E$ (m^2)	X_c (m)	Y_c (m)
RDC	**Poteaux**	$3.9*10^{-2}$	$3.9*10^{-2}$	$3.40*10^{-1}$	$4.54*10^{-1}$	**11.65**	**8.72**
	Voiles	1.544	$3.08*10^{-3}$	$2.68*10^{-2}$	17.98		
1er	**Poteaux**	$3.9*10^{-2}$	$3.9*10^{-2}$	$3.40*10^{-1}$	$4.54*10^{-1}$	**11.65**	**8.72**
	Voiles	1.544	$3.08*10^{-3}$	$2.68*10^{-2}$	17.98		
2eme	**Poteaux**	$2.3*10^{-2}$	$2.3*10^{-2}$	$2*10^{-1}$	$2.67*10^{-1}$	**11.65**	**8.72**
	Voiles	1.544	$3.08*10^{-3}$	$2.68*10^{-2}$	17.98		
3eme	**Poteaux**	$2.3*10^{-2}$	$2.3*10^{-2}$	$2*10^{-1}$	$2.67*10^{-1}$	**11.65**	**8.72**
	Voiles	1.544	$3.08*10^{-3}$	$2.68*10^{-2}$	17.98		
4eme	**Poteaux**	$1.24*10^{-2}$	$1.24*10^{-2}$	$1.08*10^{-1}$	$1.44*10^{-1}$	**11.65**	**8.72**
	Voiles	1.544	$3.08*10^{-3}$	$2.68*10^{-2}$	17.98		
5eme	**Poteaux**	$1.24*10^{-2}$	$1.24*10^{-2}$	$1.08*10^{-1}$	$1.44*10^{-1}$	**11.65**	**8.72**
	Voiles	1.544	$3.08*10^{-3}$	$2.68*10^{-2}$	17.98		
6eme	**Poteaux**	$1.24*10^{-2}$	$1.24*10^{-2}$	$1.08*10^{-1}$	$1.44*10^{-1}$	**11.65**	**8.72**
	Voiles	1.544	$3.08*10^{-3}$	$2.68*10^{-2}$	17.98		

Donc le centre de torsion de la structure est: $\begin{cases} x_t = 11.65\text{m} \\ y_t = 8.72\text{m} \end{cases}$

3) Excentricité:

Sur le tableau (IV.6), sont déterminées les valeurs des centres de masses et de torsion de chaque niveau ainsi que l'excentricité statique suivant x et y:

Tableau IV-9: Excentricité du modèle.

Niveau j	X_M (m)	Y_M (m)	X_C (m)	Y_C (m)	e_x (m)	e_y (m)
RDC	11.526	8.62	11.65	8.72	0.124	0.10
1	11.526	8.62	11.65	8.72	0.124	0.10
2	11.516	8.607	11.65	8.72	0.134	0.113
3	11.522	8.61	11.65	8.72	0.128	0.11
4	11.51	8.604	11.65	8.72	0.14	0.116
5	11.51	8.604	11.65	8.72	0.14	0.116
6	11.528	8.623	11.65	8.72	0.122	0.097

On constate qu'on a pour tous les niveaux une excentricité théorique inférieure à la l'excentricité accidentelle donnée par le RPA99, et pour les deux directions telles que :

$$\begin{cases} \pm 0.05 \cdot L_x = \pm 1.285 \text{ m} \\ \pm 0.05 \cdot L_y = \pm 0.965 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e_x < 1.285m \\ e_y < 0.965m \end{cases}$$

Donc, on adopte la valeur de l'excentricité accidentelle. Néanmoins, cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion.

- On doit vérifier que les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Tableau IV-10- Surface revenant aux voiles

Niveau	RDC	1er	2eme	3 eme	4 eme	5eme	6 eme
$S_{étage}(m^2)$	384.72	384.72	384.72	389.04	389.04	389.04	389.04
$S_{voiles}(m^2)$	73.12	73.12	73.12	73.12	73.12	73.12	73.12
$0.20S_{étage}(m^2)$	76.94	76.94	76.94	77.80	77.80	77.80	77.80

Donc, les voiles reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales pour tous les niveaux.

Caractéristiques dynamiques:

Les résultats des périodes et des coefficients de participation massique sont résumés dans le tableau (IV-10).

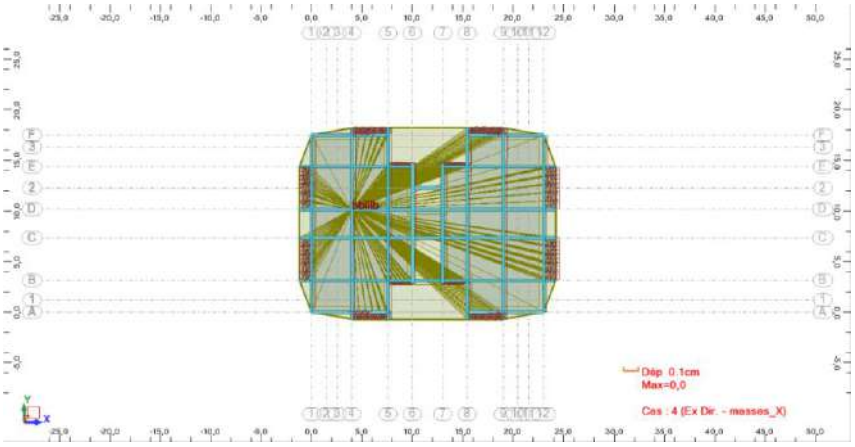
Tableau IV-11: Périodes et coefficients de participation massique du modèle .

Mode " i "	Période " S "	Participation modale individuelle en (%)		Participation modale cumulée en (%)	
		Suivant " x "	Suivant " y "	Suivant " x "	Suivant " y "
1	0.40	0.07	69.58	0.07	69.58
2	0.35	70.64	0.09	70.71	69.67
3	0.22	0.46	0.27	71.16	69.94
4	0.10	0.03	19.29	71.20	89.23
5	0.09	19.51	0.04	90.71	89.27
6	0.05	0.06	0.03	90.77	89.30
7	0.05	0.08	4.85	90.84	94.15

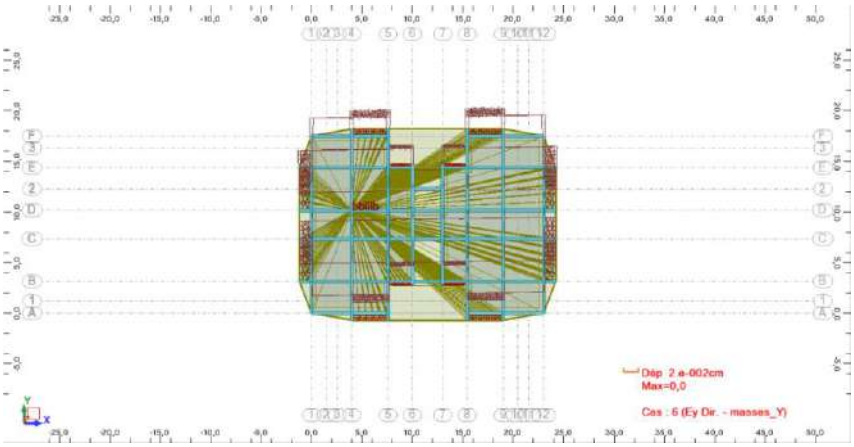
Constations:

L'examen des formes des modes propres de vibration montre:

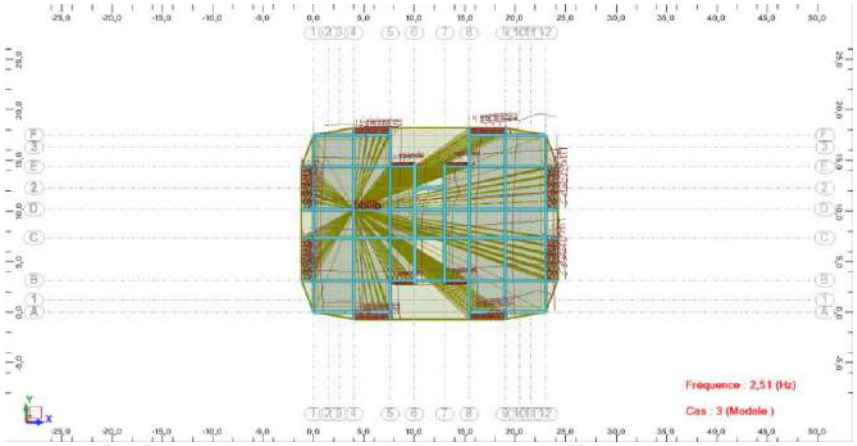
- mode 1: correspond à une translation pure suivant y (69 %) (Fig. IV-8-a).
- mode 2: correspond à une translation pure suivant x (70 %) (Fig. IV-8-b).
- mode 3: correspond à une rotation pur d'axe vertical (Fig. IV-8-c)
- La paire de périodes fondamentaux (mode 1 et 2) sont presque identiques.
- La participation modale cumulée n'atteint les 90 % de la masse totale qu'après 7 modes.



a- 1er mode



b- 2éme mode



c- 3éme mode

Fig. IV-9: Déformation modale de la structure (2éme modèle).

Interprétation:

Les résultats obtenus reflètent parfaitement le comportement des structures régulières.

Conclusion:

A travers les résultats obtenus, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique des structures régulières.

IV-4- ETUDE SISMIQUE

IV-4-1- Méthode de calcul sismique:

D'après le " RPA 99 ", on a trois méthodes de calcul:

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

IV-4-2- Détermination de la force sismique: [3]

Notre bâtiment présente une forme irrégulière (en élévation) puisque la condition (b_2) parmis les conditions de la régularité en élévation n'est pas vérifiée (RPA page 22), donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable, ce qui nous conduit d'appliquer la méthode spectrale modale. L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1.25A.\left[1+\frac{T}{T_1}\left(1.25\eta.\frac{Q}{R}-1\right)\right] & 0\le T\le T_1\\ 1.25\eta.(1.25A).\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1\le T\le T_2\\ 1.25\eta.(1.25A).\left(\frac{Q}{R}\right).\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3s\\ 1.25\eta.(1.25A).\left(\frac{Q}{R}\right).\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}.\left(\frac{3}{T_2}\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3s\end{cases}$$

S_a: spectre de réponse.

A: coefficient d'accélération de zone.

η: facteur de correction d'amortissement, $\eta=\sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}\ge 0.7.$

R: coefficient de comportement de la structure.

T_1 , T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q: facteur de qualité.

A = 0.08 (Tab. 4-1-page 26).

R = 5 (Tab. 4-3-page 28).

P_q = 0.25 (Tab. 4-4-page 30).

Q = 1.25

$\left.\begin{matrix}T_1=0.15\\ T_2=0.40\end{matrix}\right\}$ (Tab. 4-7-page 34).

L'action sismique est déterminée par le logiciel (ROBOT 2010) en utilisant les paramètres précédemment calculés.

Recommandation:

Le RPA 99 préconise que les déplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement relatif au niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à:

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \textbf{[3]}$$

Résultats:

Les déplacements et les résultats avec la vérification sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau IV-12: Vérification des déplacements des niveaux.

Niv	U_x (m)	U_y (m)	$R_Z.10^{-5}$ (rad)	$\delta_x .10^{-3}$ (m)	$\delta_y .10^{-3}$ (m)	h (m)	1% h $.10^{-3}$ (m)	Vérif
RDC	0.001	0.001	0.000	**0.5**	**1**	3.06	**30.6**	CV
1er	0.0015	0.002	0.000	**1**	**0.5**	3.06	**30.6**	CV
2eme	0.0025	0.0025	0.000	**0.5**	**0.5**	3.06	**30.6**	CV
3 eme	0.003	0.003	0.000	**0.3**	**1**	3.06	**30.6**	CV
4 eme	0.0033	0.004	0.000	**0.3**	**1.5**	3.06	**30.6**	CV
5 eme	0.0036	0.0055	0.000	**0.4**	**0.5**	3.06	**30.6**	CV
6 eme	0.004	0.006	0.000					

IV-4-3- Vérification de la résultante des forces sismiques vis-à-vis du RPA 99:

La résultante des forces sismique à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si: V_t > 0.8 V, il faudra augmenter les paramètres de la réponse (force, déplacement, moments…) dans le rapport: $0.8\frac{V}{V_t}$

Vérification:

On à: $V = V_x = V_y = \frac{A.D.Q.W}{R}$.

Tel que: A = 0.08

Q = 1.2

R = 5

W: poids total de la structure, $W = \Sigma w_i$.

$w_i = w_G + \beta w_Q$, $\beta = 0.2$: coefficient de pondération.

$W = 34.826*10^3$ KN.

$$\xi = 7\ \% \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0.88$$

On a: $T_1 = C_T (h_n)^{\frac{3}{4}} \Rightarrow \begin{cases} C_T = 0.05 \\ h_n = 21.42\ m \end{cases}$ alors: $T_1 = 0.497$ s

$$T = 0.09.\frac{h_n}{\sqrt{D}} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.38\ s \\ T_y = 0.44\ s \end{cases}$$

D : c'est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T = \min\left[T_1, T_2\right] \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.38s \\ T_y = 0.44s \end{cases}$$

Alors: $\begin{cases} 0 < T_x < T_2 \Rightarrow D_x = 2.20\ s \\ T_2 < T_y < 3s \Rightarrow D_y = 2.06\ s \end{cases}$

D'où: $V_x = 1471.05$kN et $V_y = 1377.43$ kN

80 % $V_x = 1176.84$ kN et 80 % $V_y = 1101.95$ kN.

D'autre part, on a: $V_t = \Sigma R_i$

R_i : les réactions dans les nœuds de la structure.

La force sismique à la base determine par la méthode dynamique:

V_{tx} = 1984.28 KN **V_{ty} =1959.76 KN.**

$$\Rightarrow \begin{cases} V_{tx} = 1984.28\,KN > 80\%\ Vx = 1176.84 \\ V_{ty} = 1959.76\,KN > 80\%\ Vy = 1101.95 \end{cases}$$

Résultat:

La méthode d'analyse modale spectrale permet de résoudre n'importe quel problème de contreventement pour autant que le découplage soit effectué judicieusement, on peut notamment prendre en compte toutes les irrégularités dans les refends.

IV-4-4- Vérification de la stabilité au renversement:

La stabilité au renversement est assurée si le rapport du moment stabilisant au moment renversant est au moins égal à 1.5.

Le moment stabilisant est du au poids de al structure.

- ✓ Suivant (x): $M_{stab} = \Sigma\, w_j\, x_{Gj}$.
- ✓ Suivant (y): $M_{stab} = \Sigma\, w_j\, y_{Gj.}$

w_j: poids total de l'étage " j ".

x_{Gj} , y_{Gj}: centre de gravité de chaque étage " j ".

Le moment renversant est causé par l'action sismique, il est donné par l'expression suivante:

$$M_{renv} = \Sigma\, f_{Tj} \,.\, h_{Tj} \,.$$

F_{tj}: effort sismique au niveau " j", il est donné par la formule:

$$F_T = \frac{(V - f_T) w_j \cdot h_j}{\sum_{j=1}^{n} w_j \cdot h_j}$$

h_j: niveau du plancher ou s'exerce la force f_i .

V: la résultante des forces sismiques.

Donc, on a:

- ✓ Suivant l'axe (x):

$$\left.\begin{aligned} M_{stab} &= 400982.33\,K\ Nm \\ M_{renv} &= 23514\,.45\,KNm \end{aligned}\right\} \Rightarrow \frac{M_{stab}}{M_{renv}} = 17.05 > 1.5$$

- ✓ Suivant l'axe (y):

$$\left.\begin{aligned} M_{stab} &= 299790\,.72\ KNm \\ M_{renv} &= 23235\,.2\ KNm \end{aligned}\right\} \Rightarrow \frac{M_{stab}}{M_{renv}} = 12.90 > 1.5$$

Donc, la structure est stable vis-à-vis du renversement.

V-1- INTRODUCTION

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

V-2-LES COMBINAISONS DES CHARGES

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

- ✓ Combinaisons exigées par le " CBA 93 ":
  - E.L.U: 1.35 G + 1.5 Q
  - E.L.S: G + Q
- ✓ Combinaisons exigées par le " RPA 99 ":
  - 0.8 G ± E
  - G + Q ± E

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

V-3- RECOMMANDATIONS DES REGLEMENTS

Selon le règlement " RPA 99 " **(Art. 7.5.2).**

- ✓ Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par:
  - $0.5\% \le \frac{A}{B.h} \le 4\%$ au niveau de la zone courante.
  - $0.5\% \le \frac{A}{B.h} \le 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ (zone III).
- ✓ Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.
- ✓ La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003\ St\ .\ b.$

  B: longueur de la poutre.

  S_t: espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:
  - $S_t \le Min\left[\frac{h}{4}; 12\varphi\right]$ (zone nodale).
  - $S_t \le \frac{h}{2}$ (zone courante).

Notre calcul se fera pour quatre portiques différents suivant les deux sens:

- ✓ Sens porteurs (longitudinale): Pour tous les niveaux on a un seul type de poutres avec une section de béton différente:
  - (b x h) = (**30 x 40**) cm².
- ✓ Sens non porteurs (transversale): Pour tous les niveaux on a un seul type de poutres avec une section de béton différente:
  - (b x h) = (**30 x 35**) cm².

V-4- FERRAILLAGE DES POUTRES

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle). Les efforts normaux seront négligés, ainsi les poutres seront sollicitées uniquement par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Les armatures longitudinales sont déterminées en flexion simple, en tenant compte des deux situations suivantes:

- ✓ Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- ✓ Situation accidentelle:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Tableau V-1: Ferraillage longitudinale des poutres principale (poutres porteuses).

- Niv	Sect cm²	Posit	M_u KNm	A cm²	A' cm²	A_{min} cm²		A_{adopt} cm²	A_{chois} cm²	situa
						CBA	RPA			
RDC	30×40	Travée	23.81	1.88	0	1.2	6.00	9.23	6T14	Dur
		Appui	34.28	2.74	0	1.2		9.23	6T14	
1	30×40	Travée	24.29	1.92	0	1.2	6.00	9.23	6T14	Dur
		Appui	33.02	2.64	0	1.2		9.23	6T14	
2	30×40	Travée	25.40	2.01	0	1.2	6.00	9.23	6T14	Dur
		Appui	33.15	2.65	0	1.2		9.23	6T14	
3	30×40	Travée	26.51	2.10	0	1.2	6.00	9.23	6T14	Dur
		Appui	35.42	2.83	0	1.2		9.23	6T14	
4	30×40	Travée	28.13	2.24	0	1.2	6.00	9.23	6T14	Dur
		Appui	36.60	2.93	0	1.2		9.23	6T14	
5	30×40	Travée	28.12	2.24	0	1.2	6.00	9.23	6T14	Dur
		Appui	41.97	3.38	0	1.2		9.23	6T14	
6	30×40	Travée	34	2.74	0	1.2	6.00	9.23	6T14	Dur
		Appui	34.56	2.83	0	1.2		9.23	6T14	

Tableau V-2: **Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (non porteuses)**

Niv	Sect cm²	Posit	M_u KNm	A cm²	A' cm²	A_{min} cm²		A_{adopt} cm²	A_{chois} cm²	situat
						CBA	RPA			
RDC	30×35	Travée	19.36	1.77	0	1.05	5.25	6.78	6 T12	Dur
		Appui	29.16	2.71	0	1.05		6.78	6 T12	
1	30×35	Travée	19.45	1.78	0	1.05	5.25	6.78	6 T12	Dur
		Appui	31.17	2.90	0	1.05		6.78	6 T12	
2	30×35	Travée	20.01	1.78	0	1.05	5.25	6.78	6 T12	Dur
		Appui	31.95	2.98	0	1.05		6.78	6 T12	
3	30×35	Travée	21.54	1.98	0	1.05	5.25	6.78	6 T12	Dur
		Appui	32.14	2.98	0	1.05		6.78	6 T12	
4	30×35	Travée	21.68	1.98	0	1.05	5.25	6.78	6 T12	Dur
		Appui	30.46	2.83	0	1.05	5.25	6.78	6 T12	
5	30×35	Travée	21.02	1.93	0	1.05	5.25	6.78	6 T12	Dur
		Appui	33.66	3.15	0	1.05		6.78	6 T12	
6	30×35	Travée	26.60	2.46	0	1.05	5.25	6.78	6 T12	Dur
		Appui	27.16	2.51	0	1.05		6.78	6 T12	

V-4-1- Vérification des contraintes:

Après avoir calculé les armatures longitudinales, une vérification à l'E.L.S est nécessaire. La contrainte admissible de béton est donnée par la formule : $\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa $\rightarrow \overline{\sigma}_b = 15$ MPa.

✓ Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

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

✓ Si la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier:

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
- $\sigma_s = \frac{15(d-y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s$

Avec : $\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}\right] = 201.63 \text{ MPa}$

Dans notre cas, on considère que la fissuration est préjudiciable, puisqu'on va étudier les cas les plus défavorables pour les poutres de rives et les poutres intermédiaires.

Tableau V-3: **vérification à l'E.L.S des poutres principales.**

Niv	Sect cm^2	Posit	M_{ser} KNm	A cm^2	A' cm^2	σ_b MPa	C.1	σ_s cm^2 MPa	C.2
RDC	30×40	Travée	17.21	1.35	0	2.74	c.v	61.6	c.v
		Appui	24.78	1.92	0	3.39	c.v	88.7	c.v
1	30×40	Travée	17.56	1.35	0	2.80	c.v	62.9	c.v
		Appui	24.30	1.92	0	3.32	c.v	87.0	c.v
2	30×40	Travée	18.37	1.44	0	2.84	c.v	65.8	c.v
		Appui	23.96	1.92	0	3.28	c.v	85.8	c.v
3	30×40	Travée	19.17	1.51	0	2.91	c.v	68.6	c.v
		Appui	25.97	2.06	0	3.42	c.v	93	c.v
4	30×40	Travée	20.35	1.6	0	3.02	c.v	72.9	c.v
		Appui	26.84	2.13	0	3.53	c.v	96.1	c.v
5	30×40	Travée	20.34	1.6	0	3.02	c.v	72.8	c.v
		Appui	30.76	2.45	0	3.83	c.v	110.1	c.v
6	30×40	Travée	24.81	2.06	0	3.31	c.v	88.8	c.v
		Appui	25.22	2.06	0	3.37	c.v	90.30	c.v

Tableau V-4: vérification à l'E.L.S des poutres secondaires.

Niv	Sect cm²	Posit	M_{ser} KNm	A cm²	A' cm²	σ_b MPa	C.1	σ_s cm² MPa	C.2
RDC	30×35	Travée	14	1.27	0	2.87	c.v	78.5	c.v
		Appui	21.10	1.94	0	3.63	c.v	118.3	c.v
1	30×35	Travée	14.06	1.28	0	2.89	c.v	78.8	c.v
		Appui	22.56	2.08	0	3.76	c.v	126.4	c.v
2	30×35	Travée	14.47	1.28	0	2.97	c.v	81	c.v
		Appui	23.14	2.13	0	3.84	c.v	129.7	c.v
3	30×35	Travée	14.85	1.28	0	3.05	c.v	83.2	c.v
		Appui	23.29	2.13	0	3.86	c.v	130.5	c.v
4	30×35	Travée	15.68	1.43	0	3.06	c.v	87.9	c.v
		Appui	22.07	2.03	0	3.73	c.v	123.7	c.v
5	30×35	Travée	15.19	1.43	0	2.96	c.v	85.1	c.v
		Appui	24.42	2.25	0	3.95	c.v	136.9	c.v
6	30×35	Travée	19.43	1.78	0	3.46	c.v	108.9	c.v
		Appui	19.79	1.78	0	3.52	c.v	110.9	c.v

V-4-2- Vérification des contraintes de cisaillement:

La contrainte de cisaillement du béton " τ_u " sera calculée par la formule donnée par le règlement " CBA 93 ".

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

T_u: effort tranchant.

Pour les fissurations peu nuisibles, on a:

$$\overline{\tau}_u = \min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right], \text{ avec: } f_{c28} = 25 \text{ MPa}.$$

- ✓ $\overline{\tau}_u = 3.3\,\text{MPa}$ (situation durable).
- ✓ $\overline{\tau}_u = 4.34\,\text{MPa}$ (situation accidentelle).

Les résultats sont obtenus dans le tableau suivant:

Tableau V-5: **vérification des contraintes de cisaillement pour les poutres principales**

Niv	Sect cm²	Type	situat	T_u (KN)	τ_u (Mpa)	$\tau_{u\ adm}$ (Mpa)	$\tau_u < \tau_{u\ adm}$
RDC	30×40	Int	Dur	23.36	0.21	3.33	c.v
1	30×40	Int	Dur	23.28	0.209	3.33	c.v
2	30×40	Int	Dur	23.53	0.211	3.33	c.v
3	30×40	Int	Dur	23.78	0.214	3.33	c.v
4	30×40	Int	Dur	24.10	0.217	3.33	c.v
5	30×40	Int	Dur	24.32	0.219	3.33	c.v
6	30×40	Int	Dur	30.33	0.273	3.33	c.v

Tableau V-6: vérification des contraintes de cisaillement pour les poutres secondaire.

Niv	Sect cm²	Type	situat	T_u (KN)	τ_u (Mpa)	$\tau_{u\ adm}$ (Mpa)	$\tau_u < \tau_{u\ adm}$
RDC s.s	30x35	Int	Dur	21.59	0.224	3.33	c.v
1	30×35	Int	Dur	22.64	0.235	3.33	c.v
2	30×35	Int	Dur	23.56	0.245	3.33	c.v
3	30×35	Int	Dur	24.19	0.251	3.33	c.v
4	30×35	Int	Dur	24.54	0.255	3.33	c.v
5	30×35	Int	Dur	25.59	0.266	3.33	c.v
6	30×35	Int	Dur	28.77	0.299	3.33	c.v

V-4-3- Calcul des armatures transversales:

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE 235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes:

✓ Selon le RPA 99:
$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003.b \\ S_t \leq \min\left(\dfrac{h}{4}; 12\varphi\right) \quad (\text{zone nodale}) \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \quad (\text{zone courante}) \end{cases}$$

✓ Selon le CBA 93:
$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3f_{tj}.k\right)}{0.9f_e\left(\cos\alpha + \sin\alpha\right)} \\ S_t \leq \min\left(0.9d; 40cm\right) \\ \dfrac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armature (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau V-7: **Section d'armatures transversales des poutres principales.**

Niv	section cm²	τ_U MPa	CBA 93 (cm)			RPA 99 (cm)			$S_{t\ adopté}$		$A_{t(cm^2)}$	
			S_{t1}	S_{t2}	S_{t3}	S_{t1}	S_{t2}	S_{t3}	Z_n	Z_c	$A_{choisie}$	A_{min}
RDC	30×40	0.21	16.49	34.2	22.13	12.55	10	20	8	12	4 Φ 6	1.13
1	30×40	0.209	16.45	34.2	22.13	12.55	10	20	8	12	4 Φ 6	1.13
2	30×40	0.211	16.53	34.2	22.13	12.55	10	20	8	12	4 Φ 6	1.13
3	30×40	0.214	16.65	34.2	22.13	12.55	10	20	8	12	4 Φ 6	1.13
4	30×40	0.217	16.77	34.2	22.13	12.55	10	20	8	12	4 Φ 6	1.13
5	30×40	0.219	16.85	34.2	22.13	12.55	10	20	8	12	4 Φ 6	1.13
6	30×40	0.273	19.40	34.2	22.13	12.55	10	20	8	12	4 Φ 6	1.13

Tableau V-8: **Section d'armatures transversales des poutres secondaires.**

Niv	section cm²	τ_U MPa	CBA 93 (cm)			RPA 99 (cm)			$S_{t\ adopté}$		$A_{t(cm^2)}$	
			S_{t1}	S_{t2}	S_{t3}	S_{t1}	S_{t2}	S_{t3}	Z_n	Z_c	$A_{choisie}$	A_{min}
RDC	30x35	0.224	17.06	29.7	22.13	12.55	8.75	17.5	8	12	4 Φ 6	1.13
1	30×35	0.235	17.53	29.7	22.13	12.55	8.75	17.5	8	12	4 Φ 6	1.13
2	30×35	0.245	17.99	29.7	22.13	12.55	8.75	17.5	8	12	4 Φ 6	1.13
3	30×35	0.251	18.27	29.7	22.13	12.55	8.75	17.5	8	12	4 Φ 6	1.13
4	30×35	0.255	18.47	29.7	22.13	12.55	8.75	17.5	8	12	4 Φ 6	1.13
5	30×35	0.266	19.03	29.7	22.13	12.55	8.75	17.5	8	12	4 Φ 6	1.13
6	30×35	0.299	20.92	29.7	22.13	12.55	8.75	17.5	8	12	4 Φ 6	1.13

V-4-4- Vérification de la flèche:

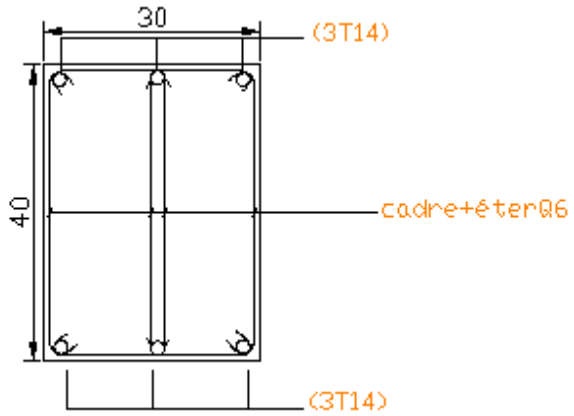
Il est nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées ne répondent pas aux conditions suivantes:

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$.
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$.
3. $\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ avec: $M_t = k.M_0\ (0.75 \leq k \leq 0.85)$ où $k = 0.75$

Tableau V-9: Vérification de la flèche des poutres.

Poutres	S_{ect} (cm²)	L (m)	$\frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{A}{b_0.d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	Obser
Porteuses	30 x 40	4.20	0.075	0.0625	0.095	*0.0030*	*0.0178*	**C.V**
Non porteuses	30 x 35	4.00	0.075	0.0625	0.0875	*0.00328*	*0.0178*	**C.V**

Donc, la vérification de la flèche est satisfaite. Alors, on adopte les dimensions des poutres de prédimensionnement.



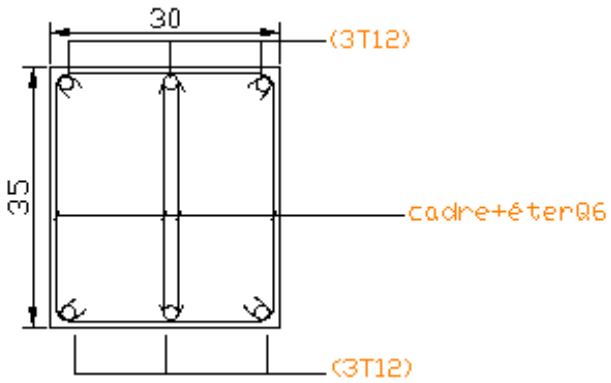


Fig. V-1: Ferraillage des poutres.

V-5- FERRAILLAGE DES POTEAUX

V-5-1- Introduction:

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort " N " et un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions:

- ✓ Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- ✓ Situation accidentelle:
  - Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.00$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

V-5-2- Etat limite ultime de stabilité de forme:

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité totale " e " telle que:

$$e = e_1 + e_2 \quad \text{Avec :} \quad e_1 = \frac{M}{N} + e_a \quad \text{et} \quad e_2 = \frac{3 L_f^{\,2} (2 + \alpha.\varphi)}{10^4.h}$$

$$\underline{\text{Où}} \ : \ e_a = \text{Max}\left(2\text{cm} ; \frac{L}{250}\right).$$

$$0.7 \le \alpha \le 1 \quad \text{et} \quad \Phi = 2$$

e_1: excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris l'excentricité additionnelle.

e_a: excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e_2: excentricité due aux efforts du second ordre, lié à la déformation de la structure.

L_f: longueur de flambement.

L: longueur libre du poteau.

h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

φ: rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du béton sous la charge considérée.

α : rapport du moment des charges permanentes sur le moment total, où : $0 < \alpha < 1$

V-5-3- Recommandations des règlements:

✓ **Selon le RAP 99:**

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

$0.7\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$ (zone courante).

$0.7\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$ (zone de recouvrement).

- Le diamètre minium de recouvrement est de 40 Φ en zone I.
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I.

✓ **Selon le CBA 93:**

$$A = \min \begin{cases} 4\,cm^2 pour\, 1m\, de\, largeur \\ 0.1\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 5\% \end{cases}$$

V-5-4- Détermination des sections d'acier:

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables.

D'après les combinaisons données précédemment, nous déduisons les sollicitations les plus défavorables, en se basant sur les trois cas suivants:

- **1er cas : (M_{max} ; N_{corr}).**
- **2eme cas : (N_{max} ; M_{corr}).**
- **3eme cas : (N_{min} ; M_{corr}).**

Les efforts et les sections d'acier adoptées sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V-10: Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux carrés.

Etage	Section (cm^2)	Cas	N (kN)	M (kN.m)	A_{cal} (cm^2)	Situat	Type de section	A (cm^2) (RPA)	A_{adop} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC + 1er	**40x40**	**1er**	421.36	15.89	**4.9**	Accid	SEC	11.2	11.2	**8 T 14 = 12.31**
		2eme	821.52	6.42	**6.4**	Accid	SEC	11.2		
		3eme	6.02	10.79	**1.8**	Accid	SEC	11.2		
2eme + 3eme	**35x35**	**1er**	283.04	19.05	3.7	Accid	SEC	8.58	8.58	**4 T 14 + 4 T 12 = 10.67**
		2eme	571.89	14.45	5.6	Accid	SEC	8.58		
		3eme	4.27	15.35	1.9	Accid	SEC	8.58		
4eme + 5eme + +6eme	**30x30**	**1er**	141.32	20.05	**2.2**	Accid	SEC	6.3	6.3	**8 T 12 = 9.05**
		2eme	344.75	16.31	**4.8**	Accid	SEC	6.3		
		3eme	3.92	18.80	**1.9**	Accid	SEC	6.3		

V-5-5- Vérification à l'E.L.S:

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser}, N_{ser}) selon les règles B.A.E.L; concernant la flexion composée.

La contrainte de béton est limitée par: $\overline{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\,MPa$.

La fissuration est considérée:

- ✓ Peu nuisible (poteaux intermédiaires) → pas de vérification de contraintes d'acier.

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\ MPa ; 201.63\ MPa\right] = 201.63\ MPa$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau V-11: Détermination des contraintes de l'acier et du béton à l'E.L.S des poteaux carrés.

Etage	Sect (cm^2)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	Type de section	σ_{b1} (MPa)	σ_{b2} (MPa)	σ_{s1} (MPa)	σ_{s2} (MPa)
RDC + 1er	40 x 40	594.88	10.27	**12.31**	SEC	4.1	3.3	59.7	33.8
		641.52	3.06	**12.31**	SEC	3.8	3.6	53.9	56.8
		2.26	2.82	**12.31**	SEC	0.2	0.1	2.9	2.5
2eme + 3eme	35x35	414.40	12.48	**10.67**	SEC	4.4	3.0	64.4	44.9
		460.91	8.69	**10.67**	SEC	4.3	3.3	61.9	39.3
		1.25	6.60	**10.67**	SEC	0.7	0	6.7	6.3
4eme + 5eme + 6eme	30x30	250.24	13.03	**9.05**	SEC	4.7	2.4	21.6	59.8
		282.57	9.08	**9.05**	SEC	4.3	2.7	63.2	24.4
		2.92	8.90	**9.05**	SEC	1.6	1.5	18.80	18.0

V-5-6- Justification des poteaux sous sollicitations d'effort tranchant:

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section, il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

1. Selon le RPA 99; la contrainte de cisaillement dans le béton à la valeur suivante:

$$\bar{\tau}_b = \rho_d . f_{c28}$$

$$\begin{cases}\rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$: Élancement mécanique.

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$: Rayon de giration.

L_f: Longueur de flambement.

A: Section du poteau.

I: Moment d'inertie du poteau.

2. Selon le C B A,la contrainte admissible de cisaillement est égale à:

Si la fissuration est peu nuisible:

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases}\overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} & \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 4.32 \text{ MPa} & \text{(situation accidentelle)}\end{cases}$$

si al fissuration est préjudiciable:

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases}\overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} & \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} & \text{(situation accidentelle)}\end{cases}$$

Le calcul et la vérification sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau V-12: Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux carrés

Etage	Section (cm)	$T_{u\,max}$ kN	τ_u MPa	λ	ρ_d	Situat	$\tau_{b\,adm}$ MPa	$\tau_{u\,adm}$ MPa	Observat
RDC+1	40 x 40	13.03	0.088	26.60	0.075	Accid	1.875	3.26	**C.V**
2 + 3	35x35	11.56	0.103	22.66	0.075	Accid	1.875	3.26	**C.V**
4 + 5+6	30x30	13.56	0.167	19.13	0.075	Accid	1.875	3.26	**C.V**

V-5-7- Armatures transversales:

Leur rôle est d'empêcher tout mouvement des armatures longitudinales vers les parois, le nombre de cadres et d'étriers est plus important dans les zones nodales et de recouvrement que dans les zones courantes, la section d'armatures transversales " A_t " est donnée par: $A_t = \frac{\rho_a \cdot S_t \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e}$

T_u: effort tranchant de calcul

h_1: hauteur de la section du poteau.

S_t: espacement des armatures transversales $S_t \leq \begin{cases} \text{Min } (10\varphi_\ell, 15\text{cm}) & \text{(Z.N)} \\ 15\varphi_\ell & \text{(Z.C)} \end{cases}$ (zone I)

Avec: φ_l: diamètre minimale des armatures longitudinale du poteau.

ρ_a: coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit:

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par:

$$\frac{A_t}{S_t.b_l} = \begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \text{Interpoler entre les valeurs limites } (0.3 \text{ et } 0.8)\% & \text{si } 3 < \lambda < 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda \leq 3 \end{cases}$$

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau V-13: Choix des armatures et leurs espacements des poteaux carrés

Etage	Dim (cm)	T_u kN	Φ_l (cm)	λ	Zone	S_t cm	$A_{t\,cal}$ cm²	$A_{t\,min}$ cm²	Choix	
									A_t cm²	Φ mm
RDC + 1er	40 x 40	13	1.6	26.6	Z.C	24	2.88	1.8	2.01	4 Φ 8
					Z.N	15	1.8	1.2		
2eme + 3eme	35x 35	11.5	1.4	22.6	Z.C	21	2.205	**1.575**	2.01	4 Φ 8
					Z.N	14	1.47	**1.05**		
4eme + 5eme + 6 eme	30x30	13.5	1.2	19.1	Z.C	18	1.62	1.35	2.01	4 Φ 8
					Z.N	12	1.08	0.9		

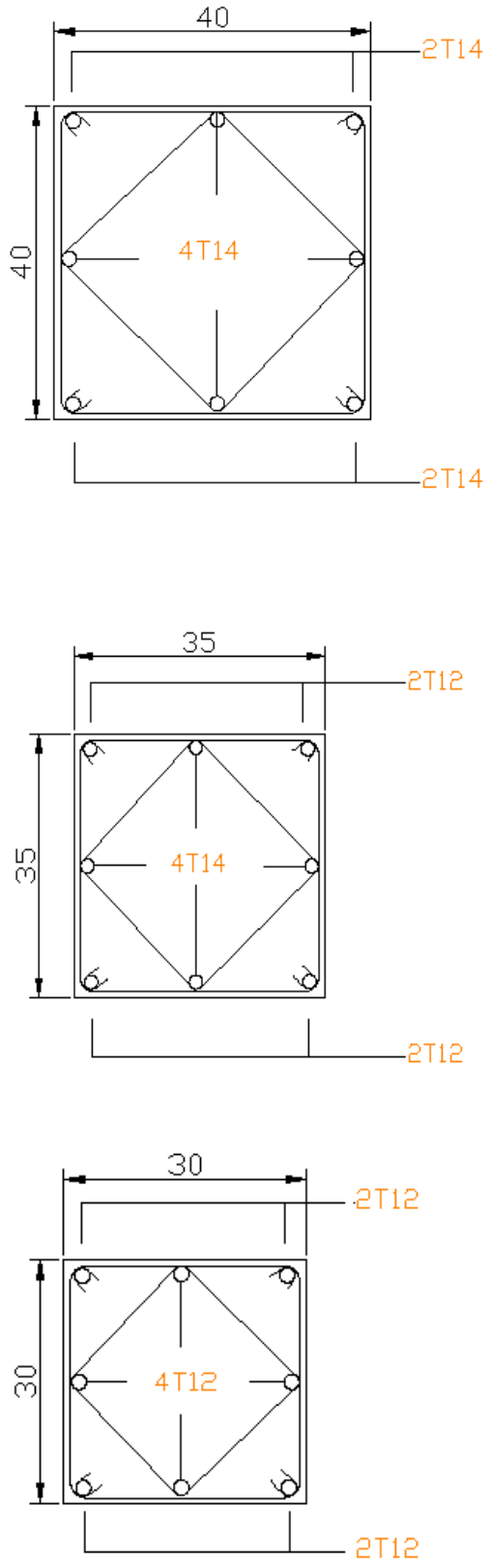


Fig. V-2: Ferraillage des poteaux

V-6- FERRAILLAGE DES VOILES

V-6-1- Les voiles pleins:

Le ferraillage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les charges verticales provoquent les efforts normaux, et les forces horizontales provoquent des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V-6-1-1 Recommandations réglementaires:

A) Armatures verticales: L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

- Selon le CBA 93:

$$0.1 \leq \frac{A}{a.h} \leq 5\%.$$

- Selon le RPA 99:

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ Dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0.15\%B$ Globalement dans la section du voile.

$A_{ver} = 0.1\%B$ Dans la section courante.

B : Section du voile.

a : Epaisseur du voile.

φ_{ver} : Diamètre vertical.

B) Armatures horizontales:

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- Selon le CBA 93:

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$$S_h \leq \min[0.9d; 40cm]$$

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

- Selon le RPA 99:

$$\varphi_h \le \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \le \min[1.5a; 30cm]$$

Avec: τ_b: Contrainte de cisaillement.

A_h: Section d'armatures horizontales.

d = 0.9 h : Hauteur utile .

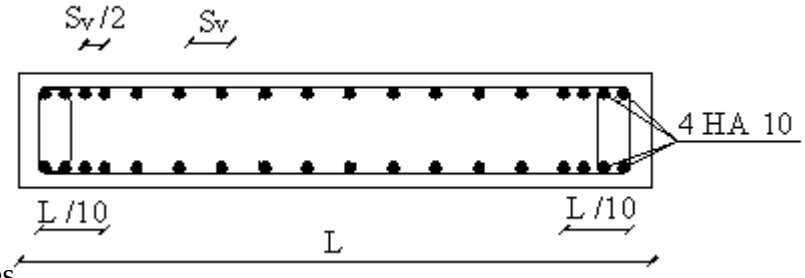


Fig. V-3- Disposition des armatures verticales dans les voiles

La contraintes limites de cisaillement $\bar{\tau}_b$:

$$\tau \le \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \quad \text{où } \tau = \frac{V}{b_0 d} \text{ avec: } V = 1.4\, V_{U\ Calcul}$$

C) Armatures transversales:

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance FeE 235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elle relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

Recommandations pour les voiles et les trumeaux: (RPA 99 et CBA 93)

✓ La longueur de recouvrement doit être égale:

40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

✓ Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

✓ Espacement des armatures verticales. $S_v \le \text{Min}[1.5a; 30cm]$

✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

$$S_v = \begin{cases} S_v \quad (\text{zone courante}) \\ \text{Min}\left(\frac{S_v}{2}, 15\,cm\right) \quad (\text{zone d'extrémité}) \ \frac{L}{10} \end{cases}$$

✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

V-6-1-2 Calcul des armatures verticales (Voiles pleins) :

Tableau V-14: Armatures verticales dans les voiles pleins (L_{V5} =2.85m).

Etage	a (cm)	Cas	N (kN)	M kN.m	A_{cal} cm^2	A_{min} (cm^2) (CBA)	A_{min} (cm^2) (RPA)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
RDC + 1er	15	1er	119.24	13.08	**1.54**	4.275	6.42	**6.42**
		2eme	161.14	12.96	**2.09**	4.275	6.42	
		3eme	-6.63	1.33	**< 0**	4.275	6.42	
2eme + 3eme	15	1er	66.62	12.43	0.87	4.275	6.42	**6.42**
		2eme	88.15	12.38	1.15	4.275	6.42	
		3eme	-3.70	0.32	**< 0**	4.275	6.42	
4eme + 5eme+ 6 eme	15	1er	23.87	14.39	**0.31**	4.275	6.42	**6.42**
		2eme	41.21	14.33	**0.56**	4.275	6.42	
		3eme	-3.47	0.20	**< 0**	4.275	6.42	

Tableau V-15 : Choix des sections et espacement des armatures verticale

N (kN)	L (m)	L/10 (m)	$S_{t\ min}$ (cm)	Etage	$A_{adoptée}$ (cm^2)	$S_{t\ Choisi}$ (cm)	$A_{Choisie}$ (cm^2)
V1	2.85	0.285	22.5	RDC	6.42	20	2x(20T 10)
				1er	6.42	20	2x(20T 10)
				2 eme	6.42	20	2x(20T 8)
				3 eme	6.42	20	2x(20T 8)
				4 eme	6.42	20	2x(20T 8)
				5 eme	6.42	20	2x(20T 8)
				6 eme	6.42	20	2x(20T 8)

Espacement:

D'après le RPA 99, on a l'espacement admissible:

$$S_v \le \begin{cases} 1.5a \\ 30\,cm \end{cases} \Rightarrow S_v \le \begin{cases} 22.5cm \\ 30\,cm \end{cases}$$

Donc suivant le nombre de barres choisi, on adopte les espacements suivants:

- S_t = 20 cm (en zone courante)
- S_t = 10 cm (en zone d'extrémité du voile)

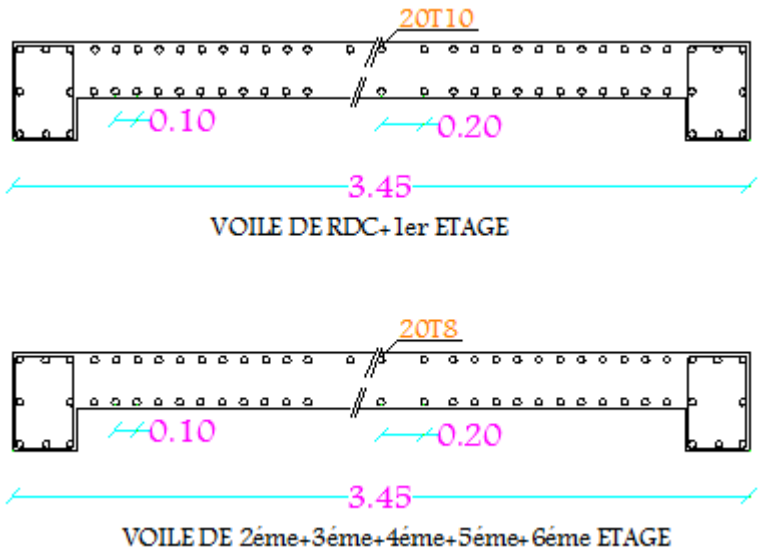


Fig. V-4- Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V-6-1-3 Calcul des armatures horizontales:

Tableau V-16 : Calcul des armatures horizontales

Etage	V_u (kN)	$\overline{V}_u$ (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_{RPA}$ (MPa)	φ_h (mm)	$A_{h\,min}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	S_h (cm)		$S_{h\,adopt}$ (cm)
								CBA	RPA	
RDC+1	28.71	40.20	0.0051	5.00	8	5.02	**18 T 8**	40	22.5	**20**
2 + 3	31.51	44.12	0.0056	5.00	8	5.02	**14 T 8**	40	22.5	**20**
4 + 5+6	33.54	46.96	0.006	5.00	8	5.02	**14 T 8**	40	22.5	**20**

V-6-1-4Vérification à l'ELS:

Tableau V-17 : Vérification à l'ELS.

Etage	a (cm)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	σ_{b1} (MPa)	σ_{b2} (MPa)	σ_{s1} (MPa)	σ_{s2} (MPa)
RDC + 1er	**0.15**	86.17	9.29	15.7	0.2	0.6	3.3	2.8
		115.80	8.12	15.7	0.3	0.7	4.2	3.7
		-2.45	1.22	15.7	0	2.6	0.1	0.1
2eme + 3eme	**0.15**	63.52	8.90	10.04	0.2	0.7	2.6	2.1
		78.43	5.74	10.04	0.2	0.7	2.9	2.8
		-1.85	0.95	10.04	0	2.1	0.1	0.1
4eme + 5eme+ 6 eme	**0.15**	29.71	10.40	10.04	0.1	0.5	1.6	1.0
		42.19	6.61	10.04	0.1	0.5	1.7	1.4
		-1.30	0.68	10.04	0	2.00	0.1	0.1

Alors, toutes les conditions sont vérifiées. Donc, on garde les sections d'armature choisies à l'ELU.

V-1- INTRODUCTION

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

V-2-LES COMBINAISONS DES CHARGES

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

- ✓ Combinaisons exigées par le " CBA 93 ":
  - E.L.U: 1.35 G + 1.5 Q
  - E.L.S: G + Q
- ✓ Combinaisons exigées par le " RPA 99 ":
  - 0.8 G ± E
  - G + Q ± E

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

V-3- RECOMMANDATIONS DES REGLEMENTS

Selon le règlement " RPA 99 " **(Art. 7.5.2).**

- ✓ Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par:
  - $0.5\% \le \frac{A}{B.h} \le 4\%$ au niveau de la zone courante.
  - $0.5\% \le \frac{A}{B.h} \le 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ (zone III).
- ✓ Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.
- ✓ La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003\ St\ .\ b.$

  B: longueur de la poutre.

  S_t: espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:
  - $S_t \le Min\left[\frac{h}{4}; 12\varphi\right]$ (zone nodale).
  - $S_t \le \frac{h}{2}$ (zone courante).

Notre calcul se fera pour quatre portiques différents suivant les deux sens:

- ✓ Sens porteurs (longitudinale): Pour tous les niveaux on a un seul type de poutres avec une section de béton différente:
  - (b x h) = (**30 x 40**) cm².
- ✓ Sens non porteurs (transversale): Pour tous les niveaux on a un seul type de poutres avec une section de béton différente:
  - (b x h) = (**30 x 35**) cm².

V-4- FERRAILLAGE DES POUTRES

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle). Les efforts normaux seront négligés, ainsi les poutres seront sollicitées uniquement par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Les armatures longitudinales sont déterminées en flexion simple, en tenant compte des deux situations suivantes:

- ✓ Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- ✓ Situation accidentelle:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Tableau V-1: Ferraillage longitudinale des poutres principale (poutres porteuses).

- Niv	Sect cm²	Posit	M_u KNm	A cm²	A' cm²	A_{min} cm²		A_{adopt} cm²	A_{chois} cm²	situa
						CBA	RPA			
RDC	30×40	Travée	23.81	1.88	0	1.2	6.00	9.23	6T14	Dur
		Appui	34.28	2.74	0	1.2		9.23	6T14	
1	30×40	Travée	24.29	1.92	0	1.2	6.00	9.23	6T14	Dur
		Appui	33.02	2.64	0	1.2		9.23	6T14	
2	30×40	Travée	25.40	2.01	0	1.2	6.00	9.23	6T14	Dur
		Appui	33.15	2.65	0	1.2		9.23	6T14	
3	30×40	Travée	26.51	2.10	0	1.2	6.00	9.23	6T14	Dur
		Appui	35.42	2.83	0	1.2		9.23	6T14	
4	30×40	Travée	28.13	2.24	0	1.2	6.00	9.23	6T14	Dur
		Appui	36.60	2.93	0	1.2		9.23	6T14	
5	30×40	Travée	28.12	2.24	0	1.2	6.00	9.23	6T14	Dur
		Appui	41.97	3.38	0	1.2		9.23	6T14	
6	30×40	Travée	34	2.74	0	1.2	6.00	9.23	6T14	Dur
		Appui	34.56	2.83	0	1.2		9.23	6T14	

Tableau V-2: **Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (non porteuses)**

Niv	Sect cm²	Posit	M_u KNm	A cm²	A' cm²	A_{min} cm²		A_{adopt} cm²	A_{chois} cm²	situat
						CBA	RPA			
RDC	30×35	Travée	19.36	1.77	0	1.05	5.25	6.78	6 T12	Dur
		Appui	29.16	2.71	0	1.05		6.78	6 T12	
1	30×35	Travée	19.45	1.78	0	1.05	5.25	6.78	6 T12	Dur
		Appui	31.17	2.90	0	1.05		6.78	6 T12	
2	30×35	Travée	20.01	1.78	0	1.05	5.25	6.78	6 T12	Dur
		Appui	31.95	2.98	0	1.05		6.78	6 T12	
3	30×35	Travée	21.54	1.98	0	1.05	5.25	6.78	6 T12	Dur
		Appui	32.14	2.98	0	1.05		6.78	6 T12	
4	30×35	Travée	21.68	1.98	0	1.05	5.25	6.78	6 T12	Dur
		Appui	30.46	2.83	0	1.05	5.25	6.78	6 T12	
5	30×35	Travée	21.02	1.93	0	1.05	5.25	6.78	6 T12	Dur
		Appui	33.66	3.15	0	1.05		6.78	6 T12	
6	30×35	Travée	26.60	2.46	0	1.05	5.25	6.78	6 T12	Dur
		Appui	27.16	2.51	0	1.05		6.78	6 T12	

V-4-1- Vérification des contraintes:

Après avoir calculé les armatures longitudinales, une vérification à l'E.L.S est nécessaire. La contrainte admissible de béton est donnée par la formule : $\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa $\rightarrow \overline{\sigma}_b = 15$ MPa.

✓ Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

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

✓ Si la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier:

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
- $\sigma_s = \frac{15(d-y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s$

Avec : $\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}\right] = 201.63 \text{ MPa}$

Dans notre cas, on considère que la fissuration est préjudiciable, puisqu'on va étudier les cas les plus défavorables pour les poutres de rives et les poutres intermédiaires.

Tableau V-3: **vérification à l'E.L.S des poutres principales.**

Niv	Sect cm^2	Posit	M_{ser} KNm	A cm^2	A' cm^2	σ_b MPa	C.1	σ_s cm^2 MPa	C.2
RDC	30×40	Travée	17.21	1.35	0	2.74	c.v	61.6	c.v
		Appui	24.78	1.92	0	3.39	c.v	88.7	c.v
1	30×40	Travée	17.56	1.35	0	2.80	c.v	62.9	c.v
		Appui	24.30	1.92	0	3.32	c.v	87.0	c.v
2	30×40	Travée	18.37	1.44	0	2.84	c.v	65.8	c.v
		Appui	23.96	1.92	0	3.28	c.v	85.8	c.v
3	30×40	Travée	19.17	1.51	0	2.91	c.v	68.6	c.v
		Appui	25.97	2.06	0	3.42	c.v	93	c.v
4	30×40	Travée	20.35	1.6	0	3.02	c.v	72.9	c.v
		Appui	26.84	2.13	0	3.53	c.v	96.1	c.v
5	30×40	Travée	20.34	1.6	0	3.02	c.v	72.8	c.v
		Appui	30.76	2.45	0	3.83	c.v	110.1	c.v
6	30×40	Travée	24.81	2.06	0	3.31	c.v	88.8	c.v
		Appui	25.22	2.06	0	3.37	c.v	90.30	c.v

Tableau V-4: vérification à l'E.L.S des poutres secondaires.

Niv	Sect cm²	Posit	M_{ser} KNm	A cm²	A' cm²	σ_b MPa	C.1	σ_s cm² MPa	C.2
RDC	30×35	Travée	14	1.27	0	2.87	c.v	78.5	c.v
		Appui	21.10	1.94	0	3.63	c.v	118.3	c.v
1	30×35	Travée	14.06	1.28	0	2.89	c.v	78.8	c.v
		Appui	22.56	2.08	0	3.76	c.v	126.4	c.v
2	30×35	Travée	14.47	1.28	0	2.97	c.v	81	c.v
		Appui	23.14	2.13	0	3.84	c.v	129.7	c.v
3	30×35	Travée	14.85	1.28	0	3.05	c.v	83.2	c.v
		Appui	23.29	2.13	0	3.86	c.v	130.5	c.v
4	30×35	Travée	15.68	1.43	0	3.06	c.v	87.9	c.v
		Appui	22.07	2.03	0	3.73	c.v	123.7	c.v
5	30×35	Travée	15.19	1.43	0	2.96	c.v	85.1	c.v
		Appui	24.42	2.25	0	3.95	c.v	136.9	c.v
6	30×35	Travée	19.43	1.78	0	3.46	c.v	108.9	c.v
		Appui	19.79	1.78	0	3.52	c.v	110.9	c.v

V-4-2- Vérification des contraintes de cisaillement:

La contrainte de cisaillement du béton " τ_u " sera calculée par la formule donnée par le règlement " CBA 93 ".

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

T_u: effort tranchant.

Pour les fissurations peu nuisibles, on a:

$$\overline{\tau}_u = \min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right], \text{ avec: } f_{c28} = 25 \text{ MPa}.$$

- ✓ $\overline{\tau}_u = 3.3\,\text{MPa}$ (situation durable).
- ✓ $\overline{\tau}_u = 4.34\,\text{MPa}$ (situation accidentelle).

Les résultats sont obtenus dans le tableau suivant:

Tableau V-5: **vérification des contraintes de cisaillement pour les poutres principales**

Niv	Sect cm²	Type	situat	T_u (KN)	τ_u (Mpa)	$\tau_{u\ adm}$ (Mpa)	$\tau_u < \tau_{u\ adm}$
RDC	30×40	Int	Dur	23.36	0.21	3.33	c.v
1	30×40	Int	Dur	23.28	0.209	3.33	c.v
2	30×40	Int	Dur	23.53	0.211	3.33	c.v
3	30×40	Int	Dur	23.78	0.214	3.33	c.v
4	30×40	Int	Dur	24.10	0.217	3.33	c.v
5	30×40	Int	Dur	24.32	0.219	3.33	c.v
6	30×40	Int	Dur	30.33	0.273	3.33	c.v

Tableau V-6: vérification des contraintes de cisaillement pour les poutres secondaire.

Niv	Sect cm²	Type	situat	T_u (KN)	τ_u (Mpa)	$\tau_{u\ adm}$ (Mpa)	$\tau_u < \tau_{u\ adm}$
RDC s.s	30x35	Int	Dur	21.59	0.224	3.33	c.v
1	30×35	Int	Dur	22.64	0.235	3.33	c.v
2	30×35	Int	Dur	23.56	0.245	3.33	c.v
3	30×35	Int	Dur	24.19	0.251	3.33	c.v
4	30×35	Int	Dur	24.54	0.255	3.33	c.v
5	30×35	Int	Dur	25.59	0.266	3.33	c.v
6	30×35	Int	Dur	28.77	0.299	3.33	c.v

V-4-3- Calcul des armatures transversales:

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE 235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes:

✓ Selon le RPA 99:
$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003.b \\ S_t \leq \min\left(\dfrac{h}{4}; 12\varphi\right) \quad (\text{zone nodale}) \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \quad (\text{zone courante}) \end{cases}$$

✓ Selon le CBA 93:
$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3f_{tj}.k\right)}{0.9f_e\left(\cos\alpha + \sin\alpha\right)} \\ S_t \leq \min\left(0.9d; 40cm\right) \\ \dfrac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armature (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau V-7: **Section d'armatures transversales des poutres principales.**

Niv	section cm²	τ_U MPa	CBA 93 (cm)			RPA 99 (cm)			$S_{t\ adopté}$		$A_{t(cm^2)}$	
			S_{t1}	S_{t2}	S_{t3}	S_{t1}	S_{t2}	S_{t3}	Z_n	Z_c	$A_{choisie}$	A_{min}
RDC	30×40	0.21	16.49	34.2	22.13	12.55	10	20	8	12	4 Φ 6	1.13
1	30×40	0.209	16.45	34.2	22.13	12.55	10	20	8	12	4 Φ 6	1.13
2	30×40	0.211	16.53	34.2	22.13	12.55	10	20	8	12	4 Φ 6	1.13
3	30×40	0.214	16.65	34.2	22.13	12.55	10	20	8	12	4 Φ 6	1.13
4	30×40	0.217	16.77	34.2	22.13	12.55	10	20	8	12	4 Φ 6	1.13
5	30×40	0.219	16.85	34.2	22.13	12.55	10	20	8	12	4 Φ 6	1.13
6	30×40	0.273	19.40	34.2	22.13	12.55	10	20	8	12	4 Φ 6	1.13

Tableau V-8: **Section d'armatures transversales des poutres secondaires.**

Niv	section cm²	τ_U MPa	CBA 93 (cm)			RPA 99 (cm)			$S_{t\ adopté}$		$A_{t(cm^2)}$	
			S_{t1}	S_{t2}	S_{t3}	S_{t1}	S_{t2}	S_{t3}	Z_n	Z_c	$A_{choisie}$	A_{min}
RDC	30x35	0.224	17.06	29.7	22.13	12.55	8.75	17.5	8	12	4 Φ 6	1.13
1	30×35	0.235	17.53	29.7	22.13	12.55	8.75	17.5	8	12	4 Φ 6	1.13
2	30×35	0.245	17.99	29.7	22.13	12.55	8.75	17.5	8	12	4 Φ 6	1.13
3	30×35	0.251	18.27	29.7	22.13	12.55	8.75	17.5	8	12	4 Φ 6	1.13
4	30×35	0.255	18.47	29.7	22.13	12.55	8.75	17.5	8	12	4 Φ 6	1.13
5	30×35	0.266	19.03	29.7	22.13	12.55	8.75	17.5	8	12	4 Φ 6	1.13
6	30×35	0.299	20.92	29.7	22.13	12.55	8.75	17.5	8	12	4 Φ 6	1.13

V-4-4- Vérification de la flèche:

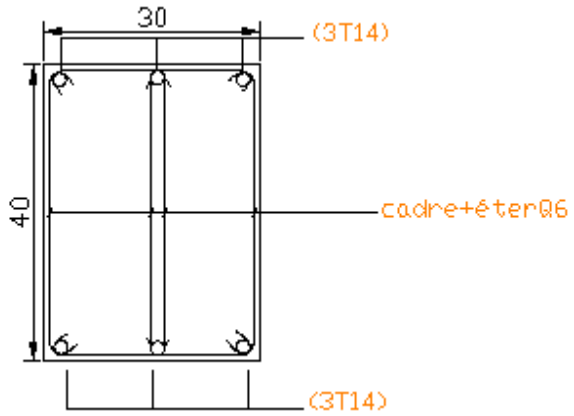
Il est nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées ne répondent pas aux conditions suivantes:

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$.
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$.
3. $\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ avec: $M_t = k.M_0\ (0.75 \leq k \leq 0.85)$ où $k = 0.75$

Tableau V-9: Vérification de la flèche des poutres.

Poutres	S_{ect} (cm²)	L (m)	$\frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{A}{b_0.d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	Obser
Porteuses	30 x 40	4.20	0.075	0.0625	0.095	*0.0030*	*0.0178*	**C.V**
Non porteuses	30 x 35	4.00	0.075	0.0625	0.0875	*0.00328*	*0.0178*	**C.V**

Donc, la vérification de la flèche est satisfaite. Alors, on adopte les dimensions des poutres de prédimensionnement.



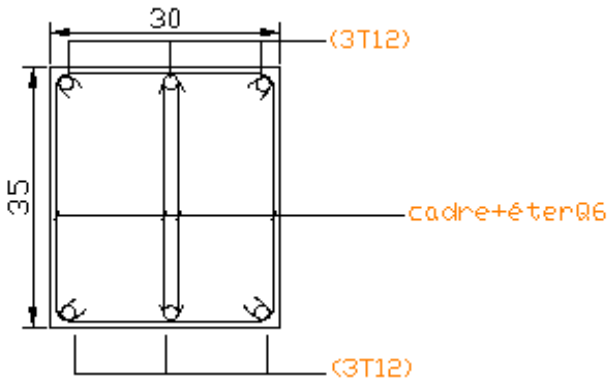


Fig. V-1: Ferraillage des poutres.

V-5- FERRAILLAGE DES POTEAUX

V-5-1- Introduction:

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort " N " et un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions:

- ✓ Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- ✓ Situation accidentelle:
  - Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.00$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

V-5-2- Etat limite ultime de stabilité de forme:

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité totale " e " telle que:

$$e = e_1 + e_2 \quad \text{Avec :} \quad e_1 = \frac{M}{N} + e_a \quad \text{et} \quad e_2 = \frac{3 L_f^{\,2} (2 + \alpha.\varphi)}{10^4.h}$$

$$\underline{\text{Où}} \ : \ e_a = \text{Max}\left(2\text{cm} ; \frac{L}{250}\right).$$

$$0.7 \le \alpha \le 1 \quad \text{et} \quad \Phi = 2$$

e_1: excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris l'excentricité additionnelle.

e_a: excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e_2: excentricité due aux efforts du second ordre, lié à la déformation de la structure.

L_f: longueur de flambement.

L: longueur libre du poteau.

h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

φ: rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du béton sous la charge considérée.

α : rapport du moment des charges permanentes sur le moment total, où : $0 < \alpha < 1$

V-5-3- Recommandations des règlements:

✓ **Selon le RAP 99:**

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

$0.7\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$ (zone courante).

$0.7\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$ (zone de recouvrement).

- Le diamètre minium de recouvrement est de 40 Φ en zone I.
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I.

✓ **Selon le CBA 93:**

$$A = \min \begin{cases} 4\,cm^2 pour\, 1m\, de\, largeur \\ 0.1\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 5\% \end{cases}$$

V-5-4- Détermination des sections d'acier:

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables.

D'après les combinaisons données précédemment, nous déduisons les sollicitations les plus défavorables, en se basant sur les trois cas suivants:

- **1er cas : (M_{max} ; N_{corr}).**
- **2eme cas : (N_{max} ; M_{corr}).**
- **3eme cas : (N_{min} ; M_{corr}).**

Les efforts et les sections d'acier adoptées sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V-10: Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux carrés.

Etage	Section (cm^2)	Cas	N (kN)	M (kN.m)	A_{cal} (cm^2)	Situat	Type de section	A (cm^2) (RPA)	A_{adop} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC + 1er	**40x40**	**1er**	421.36	15.89	**4.9**	Accid	SEC	11.2	11.2	**8 T 14 = 12.31**
		2eme	821.52	6.42	**6.4**	Accid	SEC	11.2		
		3eme	6.02	10.79	**1.8**	Accid	SEC	11.2		
2eme + 3eme	**35x35**	**1er**	283.04	19.05	3.7	Accid	SEC	8.58	8.58	**4 T 14 + 4 T 12 = 10.67**
		2eme	571.89	14.45	5.6	Accid	SEC	8.58		
		3eme	4.27	15.35	1.9	Accid	SEC	8.58		
4eme + 5eme + +6eme	**30x30**	**1er**	141.32	20.05	**2.2**	Accid	SEC	6.3	6.3	**8 T 12 = 9.05**
		2eme	344.75	16.31	**4.8**	Accid	SEC	6.3		
		3eme	3.92	18.80	**1.9**	Accid	SEC	6.3		

V-5-5- Vérification à l'E.L.S:

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser}, N_{ser}) selon les règles B.A.E.L; concernant la flexion composée.

La contrainte de béton est limitée par: $\overline{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\,MPa$.

La fissuration est considérée:

- ✓ Peu nuisible (poteaux intermédiaires) → pas de vérification de contraintes d'acier.

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\ MPa ; 201.63\ MPa\right] = 201.63\ MPa$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau V-11: Détermination des contraintes de l'acier et du béton à l'E.L.S des poteaux carrés.

Etage	Sect (cm^2)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	Type de section	σ_{b1} (MPa)	σ_{b2} (MPa)	σ_{s1} (MPa)	σ_{s2} (MPa)
RDC + 1er	40 x 40	594.88	10.27	**12.31**	SEC	4.1	3.3	59.7	33.8
		641.52	3.06	**12.31**	SEC	3.8	3.6	53.9	56.8
		2.26	2.82	**12.31**	SEC	0.2	0.1	2.9	2.5
2eme + 3eme	35x35	414.40	12.48	**10.67**	SEC	4.4	3.0	64.4	44.9
		460.91	8.69	**10.67**	SEC	4.3	3.3	61.9	39.3
		1.25	6.60	**10.67**	SEC	0.7	0	6.7	6.3
4eme + 5eme + 6eme	30x30	250.24	13.03	**9.05**	SEC	4.7	2.4	21.6	59.8
		282.57	9.08	**9.05**	SEC	4.3	2.7	63.2	24.4
		2.92	8.90	**9.05**	SEC	1.6	1.5	18.80	18.0

V-5-6- Justification des poteaux sous sollicitations d'effort tranchant:

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section, il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

1. Selon le RPA 99; la contrainte de cisaillement dans le béton à la valeur suivante:

$$\bar{\tau}_b = \rho_d . f_{c28}$$

$$\begin{cases}\rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$: Élancement mécanique.

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$: Rayon de giration.

L_f: Longueur de flambement.

A: Section du poteau.

I: Moment d'inertie du poteau.

2. Selon le C B A,la contrainte admissible de cisaillement est égale à:

Si la fissuration est peu nuisible:

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases}\overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} & \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 4.32 \text{ MPa} & \text{(situation accidentelle)}\end{cases}$$

si al fissuration est préjudiciable:

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases}\overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} & \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} & \text{(situation accidentelle)}\end{cases}$$

Le calcul et la vérification sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau V-12: Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux carrés

Etage	Section (cm)	$T_{u\,max}$ kN	τ_u MPa	λ	ρ_d	Situat	$\tau_{b\,adm}$ MPa	$\tau_{u\,adm}$ MPa	Observat
RDC+1	40 x 40	13.03	0.088	26.60	0.075	Accid	1.875	3.26	**C.V**
2 + 3	35x35	11.56	0.103	22.66	0.075	Accid	1.875	3.26	**C.V**
4 + 5+6	30x30	13.56	0.167	19.13	0.075	Accid	1.875	3.26	**C.V**

V-5-7- Armatures transversales:

Leur rôle est d'empêcher tout mouvement des armatures longitudinales vers les parois, le nombre de cadres et d'étriers est plus important dans les zones nodales et de recouvrement que dans les zones courantes, la section d'armatures transversales " A_t " est donnée par: $A_t = \frac{\rho_a \cdot S_t \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e}$

T_u: effort tranchant de calcul

h_1: hauteur de la section du poteau.

S_t: espacement des armatures transversales $S_t \leq \begin{cases} \text{Min } (10\varphi_\ell, 15\text{cm}) & \text{(Z.N)} \\ 15\varphi_\ell & \text{(Z.C)} \end{cases}$ (zone I)

Avec: φ_l: diamètre minimale des armatures longitudinale du poteau.

ρ_a: coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit:

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par:

$$\frac{A_t}{S_t.b_l} = \begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \text{Interpoler entre les valeurs limites } (0.3 \text{ et } 0.8)\% & \text{si } 3 < \lambda < 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda \leq 3 \end{cases}$$

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau V-13: Choix des armatures et leurs espacements des poteaux carrés

Etage	Dim (cm)	T_u kN	Φ_l (cm)	λ	Zone	S_t cm	$A_{t\,cal}$ cm²	$A_{t\,min}$ cm²	Choix	
									A_t cm²	Φ mm
RDC + 1er	40 x 40	13	1.6	26.6	Z.C	24	2.88	1.8	2.01	4 Φ 8
					Z.N	15	1.8	1.2		
2eme + 3eme	35x 35	11.5	1.4	22.6	Z.C	21	2.205	**1.575**	2.01	4 Φ 8
					Z.N	14	1.47	**1.05**		
4eme + 5eme + 6 eme	30x30	13.5	1.2	19.1	Z.C	18	1.62	1.35	2.01	4 Φ 8
					Z.N	12	1.08	0.9		

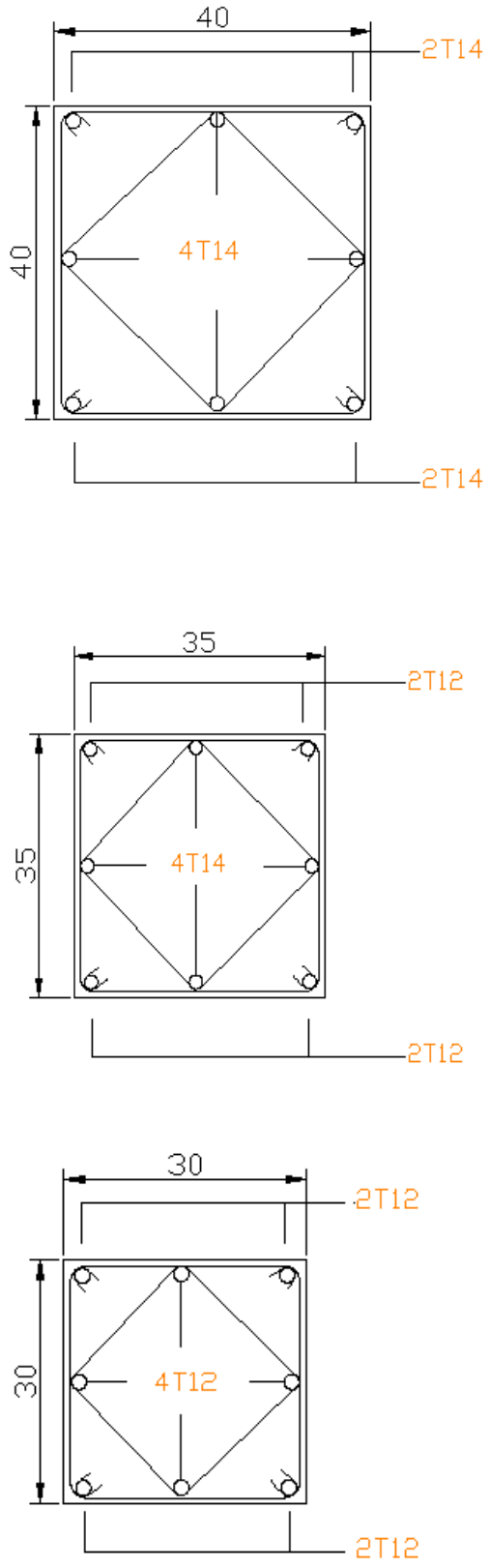


Fig. V-2: Ferraillage des poteaux

V-6- FERRAILLAGE DES VOILES

V-6-1- Les voiles pleins:

Le ferraillage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les charges verticales provoquent les efforts normaux, et les forces horizontales provoquent des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V-6-1-1 Recommandations réglementaires:

A) Armatures verticales: L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

- Selon le CBA 93:

$$0.1 \leq \frac{A}{a.h} \leq 5\%.$$

- Selon le RPA 99:

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ Dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0.15\%B$ Globalement dans la section du voile.

$A_{ver} = 0.1\%B$ Dans la section courante.

B : Section du voile.

a : Epaisseur du voile.

φ_{ver} : Diamètre vertical.

B) Armatures horizontales:

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- Selon le CBA 93:

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$$S_h \leq \min[0.9d; 40cm]$$

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

- Selon le RPA 99:

$$\varphi_h \le \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \le \min[1.5a; 30cm]$$

Avec: τ_b: Contrainte de cisaillement.

A_h: Section d'armatures horizontales.

d = 0.9 h : Hauteur utile .

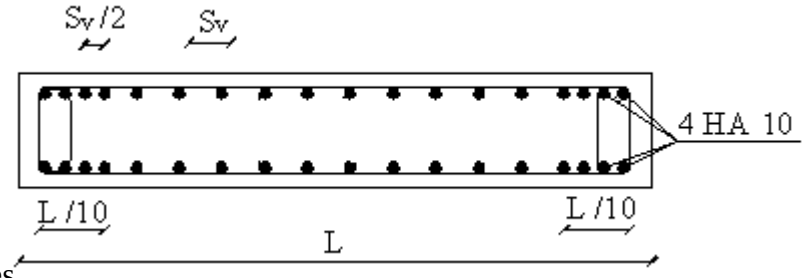


Fig. V-3- Disposition des armatures verticales dans les voiles

La contraintes limites de cisaillement $\bar{\tau}_b$:

$$\tau \le \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \quad \text{où } \tau = \frac{V}{b_0 d} \text{ avec: } V = 1.4\, V_{U\ Calcul}$$

C) Armatures transversales:

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance FeE 235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elle relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

Recommandations pour les voiles et les trumeaux: (RPA 99 et CBA 93)

✓ La longueur de recouvrement doit être égale:

40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

✓ Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

✓ Espacement des armatures verticales. $S_v \le \text{Min}[1.5a; 30cm]$

✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

$$S_v = \begin{cases} S_v \quad (\text{zone courante}) \\ \text{Min}\left(\frac{S_v}{2}, 15\,cm\right) \quad (\text{zone d'extrémité}) \ \frac{L}{10} \end{cases}$$

✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

V-6-1-2 Calcul des armatures verticales (Voiles pleins) :

Tableau V-14: Armatures verticales dans les voiles pleins (L_{V5} =2.85m).

Etage	a (cm)	Cas	N (kN)	M kN.m	A_{cal} cm^2	A_{min} (cm^2) (CBA)	A_{min} (cm^2) (RPA)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
RDC + 1er	15	1er	119.24	13.08	**1.54**	4.275	6.42	**6.42**
		2eme	161.14	12.96	**2.09**	4.275	6.42	
		3eme	-6.63	1.33	**< 0**	4.275	6.42	
2eme + 3eme	15	1er	66.62	12.43	0.87	4.275	6.42	**6.42**
		2eme	88.15	12.38	1.15	4.275	6.42	
		3eme	-3.70	0.32	**< 0**	4.275	6.42	
4eme + 5eme+ 6 eme	15	1er	23.87	14.39	**0.31**	4.275	6.42	**6.42**
		2eme	41.21	14.33	**0.56**	4.275	6.42	
		3eme	-3.47	0.20	**< 0**	4.275	6.42	

Tableau V-15 : Choix des sections et espacement des armatures verticale

N (kN)	L (m)	L/10 (m)	$S_{t\ min}$ (cm)	Etage	$A_{adoptée}$ (cm^2)	$S_{t\ Choisi}$ (cm)	$A_{Choisie}$ (cm^2)
V1	2.85	0.285	22.5	RDC	6.42	20	2x(20T 10)
				1er	6.42	20	2x(20T 10)
				2 eme	6.42	20	2x(20T 8)
				3 eme	6.42	20	2x(20T 8)
				4 eme	6.42	20	2x(20T 8)
				5 eme	6.42	20	2x(20T 8)
				6 eme	6.42	20	2x(20T 8)

Espacement:

D'après le RPA 99, on a l'espacement admissible:

$$S_v \le \begin{cases} 1.5a \\ 30\,cm \end{cases} \Rightarrow S_v \le \begin{cases} 22.5cm \\ 30\,cm \end{cases}$$

Donc suivant le nombre de barres choisi, on adopte les espacements suivants:

- S_t = 20 cm (en zone courante)
- S_t = 10 cm (en zone d'extrémité du voile)

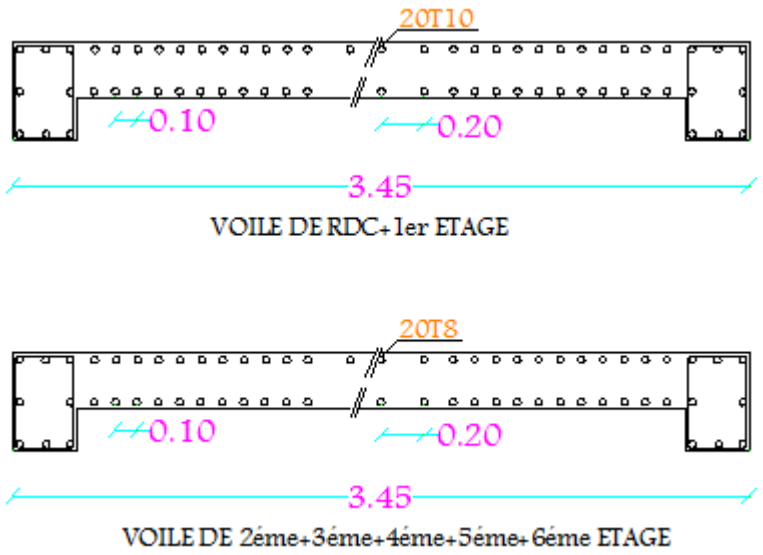


Fig. V-4- Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V-6-1-3 Calcul des armatures horizontales:

Tableau V-16 : Calcul des armatures horizontales

Etage	V_u (kN)	$\overline{V}_u$ (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_{RPA}$ (MPa)	φ_h (mm)	$A_{h\,min}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	S_h (cm)		$S_{h\,adopt}$ (cm)
								CBA	RPA	
RDC+1	28.71	40.20	0.0051	5.00	8	5.02	**18 T 8**	40	22.5	**20**
2 + 3	31.51	44.12	0.0056	5.00	8	5.02	**14 T 8**	40	22.5	**20**
4 + 5+6	33.54	46.96	0.006	5.00	8	5.02	**14 T 8**	40	22.5	**20**

V-6-1-4Vérification à l'ELS:

Tableau V-17 : Vérification à l'ELS.

Etage	a (cm)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	σ_{b1} (MPa)	σ_{b2} (MPa)	σ_{s1} (MPa)	σ_{s2} (MPa)
RDC + 1er	**0.15**	86.17	9.29	15.7	0.2	0.6	3.3	2.8
		115.80	8.12	15.7	0.3	0.7	4.2	3.7
		-2.45	1.22	15.7	0	2.6	0.1	0.1
2eme + 3eme	**0.15**	63.52	8.90	10.04	0.2	0.7	2.6	2.1
		78.43	5.74	10.04	0.2	0.7	2.9	2.8
		-1.85	0.95	10.04	0	2.1	0.1	0.1
4eme + 5eme+ 6 eme	**0.15**	29.71	10.40	10.04	0.1	0.5	1.6	1.0
		42.19	6.61	10.04	0.1	0.5	1.7	1.4
		-1.30	0.68	10.04	0	2.00	0.1	0.1

Alors, toutes les conditions sont vérifiées. Donc, on garde les sections d'armature choisies à l'ELU.

V-6-2Voile avec ouverture:

a)Les linteaux:

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- ✓ Des aciers transversaux " A_t ".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c).

b)Les trumeaux:

Les trumeaux seront calculés en flexion composée avec effort tranchant.

A fin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures:

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

a-1)Ferraillage des linteaux

Premier cas $\tau_b \leq 0.06\, f_{c28}$

a-1-1)Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z.f_e}$$

Ave Z = h-2d' ou h est la hauteur totale du linteaux.

d' : est la distance d'enrobage

M : moment du à l'effort tranchant ($V=1.4V_{u\ calcul}$)

a-1-2)Acier transversaux :

α) **Premier sous cas :** linteaux longs ($\lambda = \frac{l}{h} \succ 1$)

On a : $S \leq \frac{A_t.f_e.Z}{V}$

Ou S = espacement des cours d'armatures transversales.

A_t = section d'un cours d'armatures transversales

Z = h .2d'

V = effort tranchant dans la section considérée ($V = 1.4\ V_{u\ calcul}$).

L = portée du linteau

β) **Deuxième sous cas** : liteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir :

$$S \geq \frac{A_t . f_e . l}{V + A_t . f_e}$$

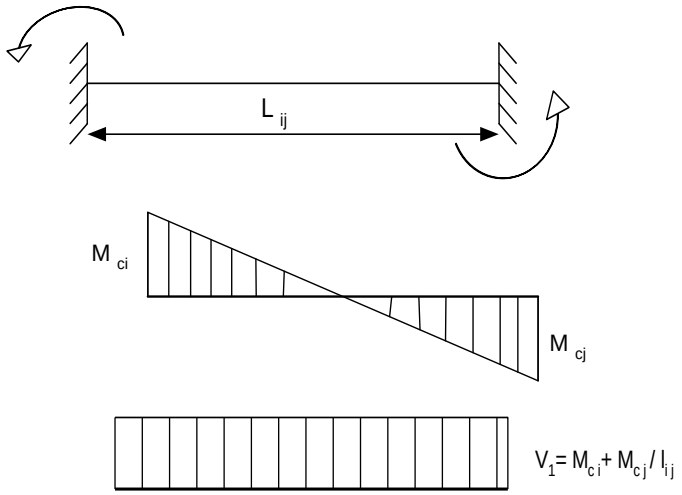
V = min (V_1, V_2)

$V_2 = 2V_{u\ calcul}$ et $V \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$

Ave M_{ci} et M_{cj} moment « résistante ultimes » des sections d'about à gauche et à droit du linteau de portée l_{ij} et calculée par :

$M_c = A_l . f_e . Z$

Avec Z = h -2 d' (voir figure)



- **Deuxième cas :** $\tau_b \succ 0.06 f_{c28}$

Dans ce cas,il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs),transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires **.**

Les efforts (M,N) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction)

Suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

Avec $tga = \frac{h - 2d}{l}$ et V = V calcul (sans majoration)

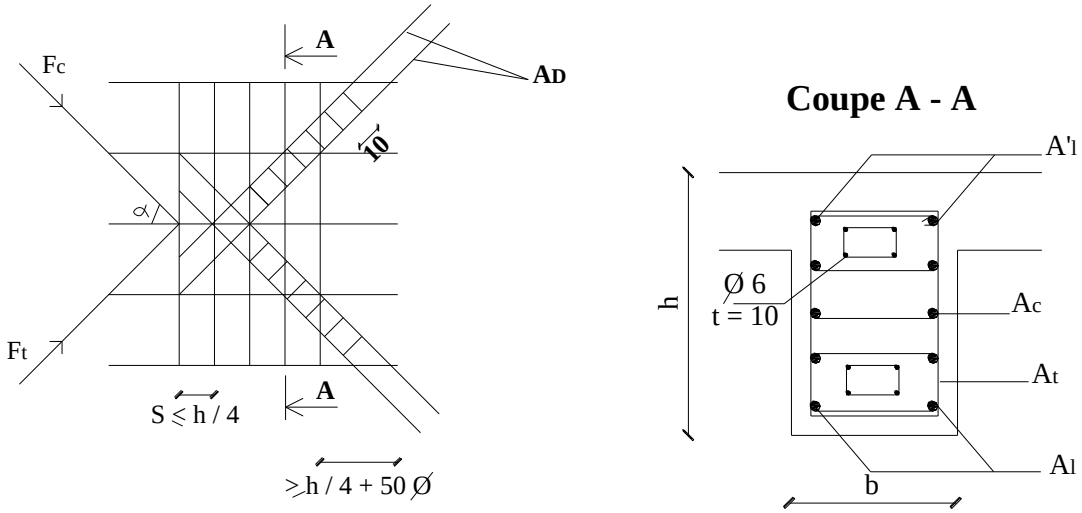


Fig. V-5: Armatures du linteau selon le RPA 99

$A_l, A'_l \geq 0.0015.b.h$

$A_c \geq 0.0020.b.h$

$A_D \geq 0.0015.b.h \quad Si \quad \tau_b \succ 0.06 f_{c28}$

$A_D = 0 \quad Si \quad \tau_b \leq 0.06 fc28$

$A_t \geq 0.0015.b.s \quad Si \quad \tau_b \succ 0.025 f_{c28}$

$A_t \geq 0.0025.b.s \quad Si \quad \tau_b \leq 0.025 fc28$

- **Ferraillage minimal**
  - **Armatures longitudinales :**

$(A_l, A'_l) \geq 0.0015.b.h$

  - **Armatures transversales :**

-pour $\tau_b \leq 0.025\, f_{c28}$ $A_t \geq 0.0015.b.S$ (0.15%)

-pour $\tau_b \succ 0.025\, f_{c28}$ $A_t > 0.0025.b.S$ (0.25%)

a-1-3)Armatures transversales : (armatures de peau) :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 20%.

b)Ferraillage des trumeaux :

b-1)Aciers verticaux :

Lorsqu' une partie des voiles est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage Minimum des armatures verticales de la zone tendue devra rester au moins égale à 20% De la section horizontale du béton tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si les efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres Verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du premier niveau doivent être munies de crochet à la partie Supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochet (jonction de recouvrement).

A chaque extrémité du voile (trumeaux), l'espacement des barres doit être réduit Sur 1 / 10 de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

Recommandations pour les voiles et les trumeaux: (RPA 99 et CBA 93)

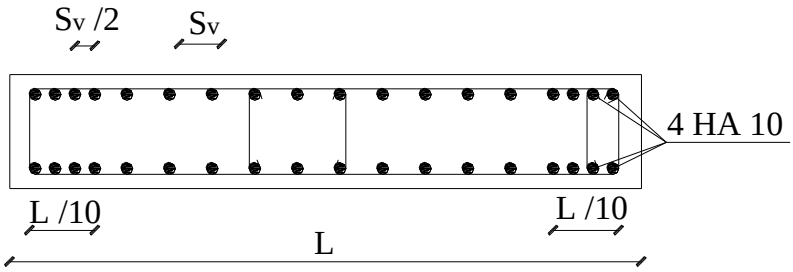
La longueur de recouvrement doit être égale:

- ✓ 40 Φ: pour les barres situées dans les zones oû le renversement de signes des efforts est possible.
- ✓ 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- ✓ Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.
- ✓ Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq \text{Min}\left[1.8a; 30cm\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \ \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être les munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.



b-2)Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur De 10 ϕ . Dans le cas ou il existe des talons de régidité , les barres horizontales devrant être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation D'un encrage droit.

Tableau V-18 Ferraillage des trumeaux (armatures verticales).

NIV	N(KN)	M(KN)	$A_{trumeaux}$	A_{min} (cm^2)	A choisi (cm^2)
R.D.C I	133.28	3.7	< 0	1.97	T Sϕ 5
	155.52	2.92	< 0		
	3.45	0.22	< 0		
II , III	93.67	0.88	< 0	1.97	T Sϕ 5
	93.72	0.21	< 0		
	2.19	0.19	< 0		
IV, V, VI	41.13	0.93	< 0	1.97	T Sϕ 5
	41.21	0.68	< 0		
	2.83	0.39	< 0		

Tableau V-19 Ferraillage des trumeaux (armatures horizontales).

NIV	T (KN)	$\overline{T}$ (KN)	τ_u (MPA)	$\overline{\tau_u}$ (MPA)	S_t (cm)	A_h (cm^2)	A_h choisi (cm^2)
R.D.C I	14.74	20.64	0.049	5	20	1.57	T Sϕ 5
II , III	15.49	21.67	0.052	5	20	1.57	T Sϕ 5
IV, V, VI	16.52	23.13	0.055	5	20	1.57	T Sϕ 5

Remarque :

Les trumeaux seront ferraillés avec un T.S 520 de diamètre 5mm

Ferraillage des linteaux

Tableau (V-20) calcul des contraintes limites de cisaillement dans les linteaux.

NIV	T(KN)	$\overline{T}$ (KN)	τ_b (MPA)	0.06 f_{c28}	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
R.D.C ,I	5.50	7.7	0.062	1.5	C.V
II , III	5.81	8.14	0.065	1.5	C.V
IV , V, VI	7.65	10.72	0.085	1.5	C.V

Tableau (V-21) : les Armatures longitudinales et de peau (linteaux).

NIV	M	$\overline{T}$ (KN)	Armature Longitudinal C.B.A.93			Armature Longitudinal R.P.A.99			Armature de peau		A_l et A_c adoptée	
			A_l	A_{min}	H	Z	A_l	A_{min}	C.B.A	RPA	$A_l = A_l$,	A_c 2 face
RDC I	1.54	7.7	< 0	1.8	0.93	0.87	0.045	0.45	1.8	2.79	3T10	2x3T12
II , III	0.21	8.14	< 0	1.8	0.93	0.87	0.006	0.45	1.8	2.79	3T10	2x3T12
IV , V, VI	0.39	10.72	< 0	1.8	0.93	0.87	0.012	0.45	1.8	2.79	3T10	2x3T12

Tableau (V-22) vérification de contrainte de cisaillement (les linteaux).

NIV	T	$\lambda_g = \frac{1}{h}$	$\lambda_g \succ 1$	$\overline{T}$ (KN)	$\tau_b (MPA)$	$\overline{\tau_b}(MPA)$	$\tau_b \leq \overline{\tau_b}$
R.D.C,I	5.5	1.075	C.V	7.7	0.062	5	C.V
II, III	5.81	1.075	C.V	8.14	0.065	5	C.V
IV, V, VI	7.65	1.075	C.V	10.72	0.085	5	C.V

Tableau (V-23) les Armatures transversales et leur espacement (linteaux).

NIV	C.B.A.93		R.P.A.99					St Adopte
	S_t		A_t		$S_t \leq \frac{A_t . f_e . Z}{T}$		$S_t \leq \frac{A_t}{0.025.b.S}$	
R.D.C,I	40		$2\phi 8$		45.2		25	15
II, III	40		$2\phi 8$		42.75		25	15
IV, V, VI	40		$2\phi 8$		32.47		25	15

V-6-2Voile avec ouverture:

a)Les linteaux:

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- ✓ Des aciers transversaux " A_t ".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c).

b)Les trumeaux:

Les trumeaux seront calculés en flexion composée avec effort tranchant.

A fin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures:

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

a-1)Ferraillage des linteaux

Premier cas $\tau_b \leq 0.06\, f_{c28}$

a-1-1)Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z.f_e}$$

Ave Z = h-2d' ou h est la hauteur totale du linteaux.

d' : est la distance d'enrobage

M : moment du à l'effort tranchant ($V=1.4V_{u\ calcul}$)

a-1-2)Acier transversaux :

α) **Premier sous cas :** linteaux longs ($\lambda = \frac{l}{h} \succ 1$)

On a : $S \leq \frac{A_t.f_e.Z}{V}$

Ou S = espacement des cours d'armatures transversales.

A_t = section d'un cours d'armatures transversales

Z = h .2d'

V = effort tranchant dans la section considérée ($V = 1.4\ V_{u\ calcul}$).

L = portée du linteau

β) **Deuxième sous cas** : liteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir :

$$S \geq \frac{A_t . f_e . l}{V + A_t . f_e}$$

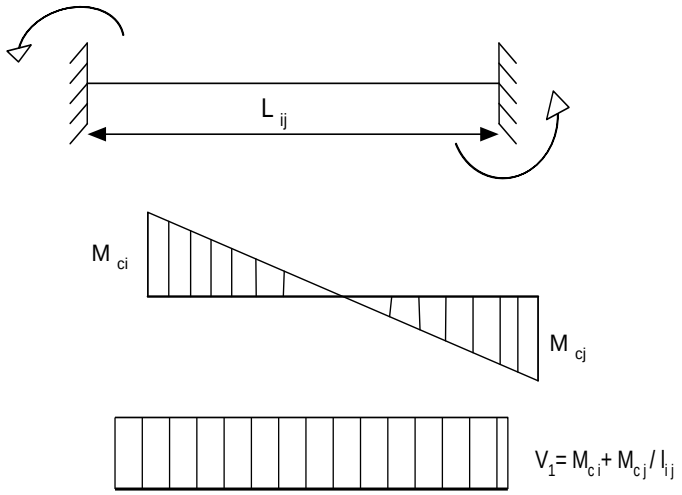
V = min (V_1, V_2)

$V_2 = 2V_{u\ calcul}$ et $V \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$

Ave M_{ci} et M_{cj} moment « résistante ultimes » des sections d'about à gauche et à droit du linteau de portée l_{ij} et calculée par :

$M_c = A_l . f_e . Z$

Avec Z = h -2 d' (voir figure)



- **Deuxième cas :** $\tau_b \succ 0.06 f_{c28}$

Dans ce cas,il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs),transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires **.**

Les efforts (M,N) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction)

Suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

Avec $tga = \frac{h - 2d}{l}$ et V = V calcul (sans majoration)

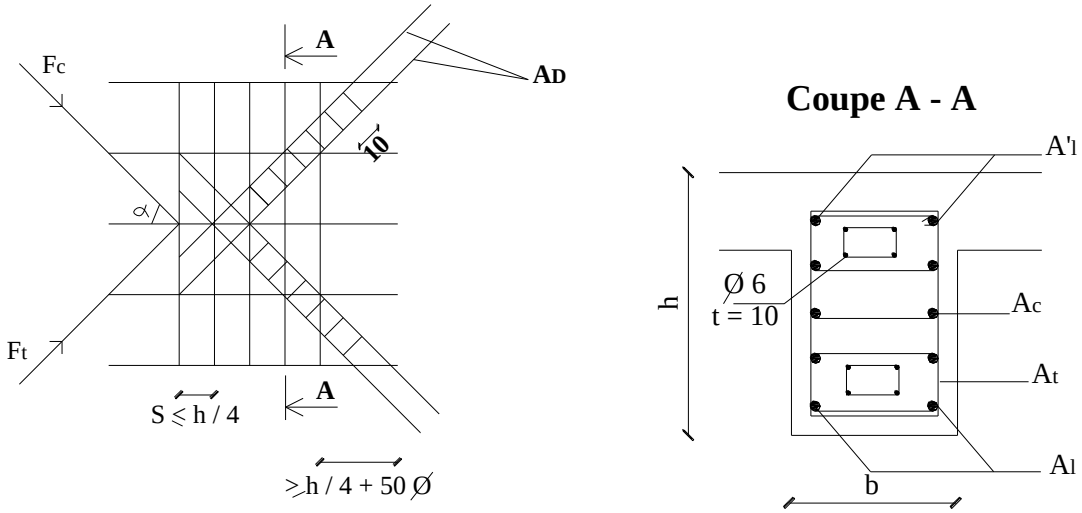


Fig. V-5: Armatures du linteau selon le RPA 99

$A_l, A'_l \geq 0.0015.b.h$

$A_c \geq 0.0020.b.h$

$A_D \geq 0.0015.b.h \quad Si \quad \tau_b \succ 0.06 f_{c28}$

$A_D = 0 \quad Si \quad \tau_b \leq 0.06 fc28$

$A_t \geq 0.0015.b.s \quad Si \quad \tau_b \succ 0.025 f_{c28}$

$A_t \geq 0.0025.b.s \quad Si \quad \tau_b \leq 0.025 fc28$

- **Ferraillage minimal**
  - **Armatures longitudinales :**

$(A_l, A'_l) \geq 0.0015.b.h$

  - **Armatures transversales :**

-pour $\tau_b \leq 0.025\, f_{c28}$ $A_t \geq 0.0015.b.S$ (0.15%)

-pour $\tau_b \succ 0.025\, f_{c28}$ $A_t > 0.0025.b.S$ (0.25%)

a-1-3)Armatures transversales : (armatures de peau) :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 20%.

b)Ferraillage des trumeaux :

b-1)Aciers verticaux :

Lorsqu' une partie des voiles est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage Minimum des armatures verticales de la zone tendue devra rester au moins égale à 20% De la section horizontale du béton tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si les efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres Verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du premier niveau doivent être munies de crochet à la partie Supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochet (jonction de recouvrement).

A chaque extrémité du voile (trumeaux), l'espacement des barres doit être réduit Sur 1 / 10 de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

Recommandations pour les voiles et les trumeaux: (RPA 99 et CBA 93)

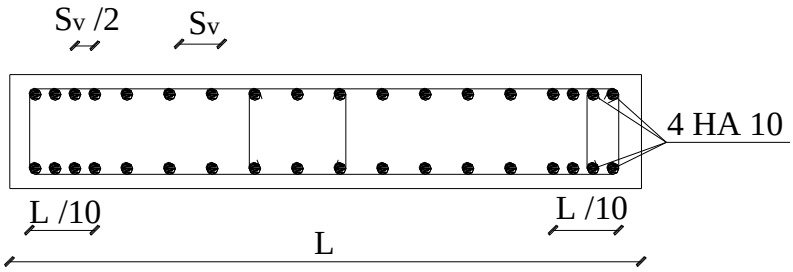
La longueur de recouvrement doit être égale:

- ✓ 40 Φ: pour les barres situées dans les zones oû le renversement de signes des efforts est possible.
- ✓ 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- ✓ Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.
- ✓ Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq \text{Min}\left[1.8a; 30cm\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \ \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être les munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.



b-2)Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur De 10 ϕ . Dans le cas ou il existe des talons de régidité , les barres horizontales devrant être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation D'un encrage droit.

Tableau V-18 Ferraillage des trumeaux (armatures verticales).

NIV	N(KN)	M(KN)	$A_{trumeaux}$	A_{min} (cm^2)	A choisi (cm^2)
R.D.C I	133.28	3.7	< 0	1.97	T Sϕ 5
	155.52	2.92	< 0		
	3.45	0.22	< 0		
II , III	93.67	0.88	< 0	1.97	T Sϕ 5
	93.72	0.21	< 0		
	2.19	0.19	< 0		
IV, V, VI	41.13	0.93	< 0	1.97	T Sϕ 5
	41.21	0.68	< 0		
	2.83	0.39	< 0		

Tableau V-19 Ferraillage des trumeaux (armatures horizontales).

NIV	T (KN)	$\overline{T}$ (KN)	τ_u (MPA)	$\overline{\tau_u}$ (MPA)	S_t (cm)	A_h (cm^2)	A_h choisi (cm^2)
R.D.C I	14.74	20.64	0.049	5	20	1.57	T Sϕ 5
II , III	15.49	21.67	0.052	5	20	1.57	T Sϕ 5
IV, V, VI	16.52	23.13	0.055	5	20	1.57	T Sϕ 5

Remarque :

Les trumeaux seront ferraillés avec un T.S 520 de diamètre 5mm

Ferraillage des linteaux

Tableau (V-20) calcul des contraintes limites de cisaillement dans les linteaux.

NIV	T(KN)	$\overline{T}$ (KN)	τ_b (MPA)	0.06 f_{c28}	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
R.D.C ,I	5.50	7.7	0.062	1.5	C.V
II , III	5.81	8.14	0.065	1.5	C.V
IV , V, VI	7.65	10.72	0.085	1.5	C.V

Tableau (V-21) : les Armatures longitudinales et de peau (linteaux).

NIV	M	$\overline{T}$ (KN)	Armature Longitudinal C.B.A.93			Armature Longitudinal R.P.A.99			Armature de peau		A_l et A_c adoptée	
			A_l	A_{min}	H	Z	A_l	A_{min}	C.B.A	RPA	$A_l = A_l$,	A_c 2 face
RDC I	1.54	7.7	< 0	1.8	0.93	0.87	0.045	0.45	1.8	2.79	3T10	2x3T12
II , III	0.21	8.14	< 0	1.8	0.93	0.87	0.006	0.45	1.8	2.79	3T10	2x3T12
IV , V, VI	0.39	10.72	< 0	1.8	0.93	0.87	0.012	0.45	1.8	2.79	3T10	2x3T12

Tableau (V-22) vérification de contrainte de cisaillement (les linteaux).

NIV	T	$\lambda_g = \frac{1}{h}$	$\lambda_g \succ 1$	$\overline{T}$ (KN)	$\tau_b (MPA)$	$\overline{\tau_b}(MPA)$	$\tau_b \leq \overline{\tau_b}$
R.D.C,I	5.5	1.075	C.V	7.7	0.062	5	C.V
II, III	5.81	1.075	C.V	8.14	0.065	5	C.V
IV, V, VI	7.65	1.075	C.V	10.72	0.085	5	C.V

Tableau (V-23) les Armatures transversales et leur espacement (linteaux).

NIV	C.B.A.93		R.P.A.99					St Adopte
	S_t		A_t		$S_t \leq \frac{A_t . f_e . Z}{T}$		$S_t \leq \frac{A_t}{0.025.b.S}$	
R.D.C,I	40		$2\phi 8$		45.2		25	15
II, III	40		$2\phi 8$		42.75		25	15
IV, V, VI	40		$2\phi 8$		32.47		25	15

VI-1- INTRODUCTION

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

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

VI -2-Reconnaissance du sol (CONTRAINTE ADMISSIBLE) :

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, en plus, il est surtout indispensable d'avoir des renseignements assez précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituant le terrain, afin de justifier le type de fondations correspondant.

Caractéristiques physiques et mécaniques du sol :

D'après l'étude géologique; géotechnique et chimique, on peut dire qu'on a un sol :

- Argileux de couleur grisâtre
- Peu plastique
- Faible humidité
- Compacité moyenne
- Peu gonflant et de compressibilité moyenne.

Par ailleurs, si on veut récapituler les caractéristiques physiques et mécaniques du sol, elles seront:

- Teneur en eau naturelle : **$W = 14.08\ \%$**
- Limite de liquidité **$W_L = 47\ \%$**
- Limite de plasticité **$W_p = 20\ \%$**
- Indice de plasticité : **$I_p = 26\ \%$**
- Pression de consolidation : **$\sigma_c = 2.20$ bars**
- Coefficient de compressibilité: **$C_c = 0.160$**
- Coefficient de gonflement : **$C_s = 0.010$**
- Angle de frottement interne : **$\varphi = 33°$**
- Cohésion : **$C_u = \sigma_c\ (0.11+0.37\ I_p) \Rightarrow C_u = 0.45$bars**
- Poids volumique total humide: **$\gamma = 19.10\ kN/m^3$**
- La variation de la résistance à la pénétration en fonction de la profondeur
  $R_{pmin} = 30$ bars
- Le taux de travail est calculé suivant le principe de Sanglerat :

$$Q_{adm} = \frac{Rp\min}{25} = \frac{30}{25} = 1.2\text{bars}$$

- **La contrainte admissible : $\sigma_{adm} = 2.0$ bars**

VI-3- CHOIX DU TYPE DE FONDATION

Le choix du type de fondation dépend de :

- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La distance entre axes des poteaux et des voiles.
- ✓ Les charges transmises par la superstructure.
- ✓ L'économique et la facilité de mise en œuvre.

Les différents types des fondations choisis pour notre structure sont :

- ✓ S_1: Semelles isolées sous poteaux carrés.
- ✓ S_f: Semelles filantes sous deux poteaux.
- ✓ S_3: Semelles filantes sous deux poteaux et voiles.

VI-4- CALCUL DES FONDATIONS:

Pour le dimensionnement et le ferraillage de ces derniers types de fondations, on prend les sollicitations les plus défavorables pour les deux états limites (ultime, service).

Remarque: Le dimensionnement des fondations se fait à l'état limite de service, par contre le ferraillage se fait pour les deux états limite (ultime et de service).

VI-4-1- Semelle isolée sous poteau carré " S_1 ":

N_u =821.52KN M_u =15.89KN

N_{ser}=641.52KN M_{ser}=10.27KN

VI-4-1-1- Prédimensionnement:

N_{ser} = 641.52 kN

M_{ser} = 10.27 kN.m.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 16\,\text{mm}$$

Pour avoir une répartition triangulaire de la charge de sol, il faut avoir :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \frac{B}{6} \Rightarrow B < 6e_0 = 9.6\ cm$$

Vu que $\mathbf{6e_0}$ est très faible, la répartition est forcement trapézoïdale.

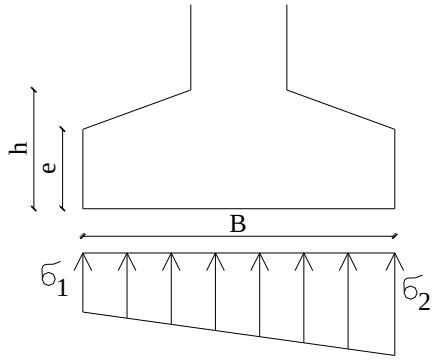


Fig. VI-1: Schéma équivalent d'une semelle isolée

On doit vérifier que : $\sigma_m \le \sigma_{sol}$ Où : $\sigma_1 = \left(1 - 6\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2}$; $\sigma_2 = \left(1 + 6\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2}$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \left(1 + 3\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2} \le \sigma_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} B^3 - NB - 3e_0 N \ge 0$$

A.N: $200B^3 - 641.52B - 30.79 \ge 0 \Rightarrow B = 1.815\text{m}$, Donc, on prend : **B = 1.90 m**.

VI-4-1-2- Vérification de la capacité portante:

Il faut vérifier que: $\sigma_m = \frac{N}{B^2}\left(1+\frac{3e_0}{B}\right) \le \sigma_{sol} = 0.20\text{MPa}$.

Tableau VI-1: Vérification de la capacité portante pour la semelle " S_1 "

Combinaisons	N (kN)	M (kNm)	e_0 (mm)	σ_m (MPa)	vérification
G + Q ± E	493.44	15.60	31.61	0.1435	**C.V**
0.8 G ±E	450.22	14.77	32.80	0.1480	**C.V**

D'après le tableau ci-dessus, on adopte le prédimensionnement de la semelle S_1

VI-4-1-3- Ferraillage de la semelle " S_1 ":

$e_0 \le \frac{B}{18} \Rightarrow 38.77\,\text{mm} \le 83.33\,\text{mm}$ **(C.V)**

Donc la méthode des bielles est applicable.

Hauteur utile: $d_a \ge \frac{(B-b)}{4} = 37.5\,\text{cm}$

Alors on adopte : d_a=40 cm

Hauteur totale: h = d + c $\Rightarrow$ h = 45 cm

Hauteur du patin :

$\frac{h}{3} \le e \le \frac{h}{2}$ et $e \ge 6\varphi + 6 \Rightarrow$ **e = 20 cm**

$N'_u = N_u\left(1+3\frac{e_0}{B}\right) \Rightarrow N'_u = 842.27\,\text{kN}$

$A_u = \frac{N'_u(B-b)}{8 d_a \overline{\sigma_s}}$ =11.34 avec $\overline{\sigma_s}$ =348 MPa

$\Rightarrow A_b = A_a = 11HA12$

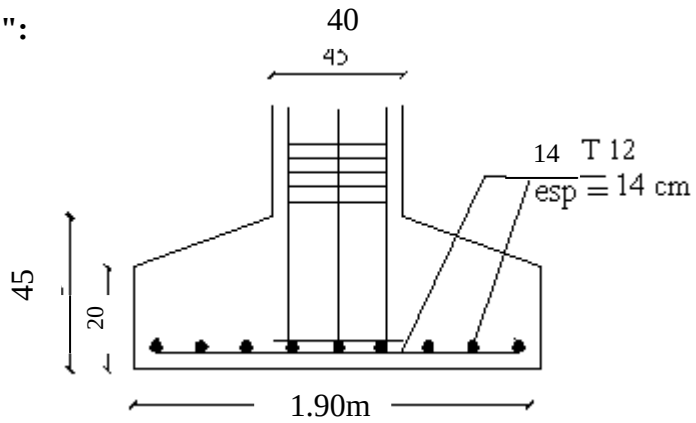


Fig. VI-2: Ferraillage de la semelle " S_1 "

VI-4-1-4-Vérification à l'E.L.S: La fissuration est considérée préjudiciable.

$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\left(\eta f_{c28}\right)^{\frac{1}{2}}\right] = 202\,\text{MPa}$ Et **N_{ser} = 641.52 kN**

$A_{ser} = \frac{N_{ser}(B-b)}{8 d_b \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A_{ser} = 14.88\ \text{cm}^2$

Donc, on adoptera le ferraillage de l'E.L.S, **$A_{choisie}$ = 14 T 12 = 15.83 cm²; S_t = 14 cm**

VI-4-2- Semelle filante sous deux poteaux " Sf ":

VI-4-2-1-Détermination des sollicitations

Les différents éfforts dans cette semelle filante sont résumés dans tableau suivant :

Tableau VI-2

ELS		ELU	
N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)
353.87	1.47	493.37	2.09
353.84	1.47	493.31	2.09

Condition de stabilité de la semelle :

La semelle filante est stable si $L \geq 6\, e_0$; avec $e_0 = \frac{M_u}{N_u}$

e_0 : excentricité totale de la semelle.

N : efforts normaux des poteaux.

M : moments des poteaux.

Les résultats des vérifications sont :

Tableau VI-3

N (KN)	M (KN.m)	e_0 (cm)	$6e_0$ (cm)	L (m)	$L \geq 6e_0$
493.37	2.09	0.042	0.254	2.8	C.V

Donc les semelles sont stables.

VI-4-2-2- Pré dimensionnement:

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$$B \geq \frac{\sum N}{\delta_{sol}(L + L_1 + L_2)}$$

$L_1 = L_2 = 1.00$ m ; $L = 2.80$ m

On adopte: **B = 1.50 m**

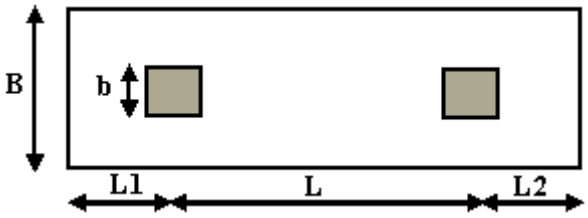


Fig. VI-3: Schéma équivalent de la semelle " S_3 "

$$d \geq \frac{B-b}{4} = 27.5cm$$

d_a = 35 cm

- Hauteur totale : $h_t = d + c$ = 40 cm

❖ *Transversalement:* on considère la semelle comme étant une semelle isolée de largeur B, sous N_{max} et M_{corr}.

VI-4-2-3-Ferraillage de la semelle " Sf ":

- **A l'ELU**

N = 986.74 kN

$e_0 \leq \frac{B}{18} \Rightarrow 4.23mm \leq 83.33mm$ Donc, la méthode des bielles est applicable.

$$N'_u = N_u\left(1+3\frac{e_0}{B}\right) \Rightarrow N'_u = 991.53kN$$

$$A_a = \frac{N'_u(B-b)}{8 d_b \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A_b = 11.23\ cm^2$$

A_b = 10 T 12 = 11.31 cm² ; esp = 15 cm

- **A l'ELS**

N_{ser}=707.74 KN M_{ser}= 2.94KNm

$e_0 \leq \frac{B}{18} \Rightarrow 4.18mm \leq 83.33mm$ **;** Donc la méthode de bielle est applicable.

$$N'_{ser} = N_{ser}\left(1+3\frac{e_0}{B}\right) \Rightarrow N'_{ser} = 713.62\ kN$$

$$A_a = \frac{N'_{ser}(B-b)}{8 d_b \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A_b = 13.87\ cm^2$$

A_b=13T12 = 14.70cm^2 : esp = 12cm

Donc on prend le ferraillage de l'ELS **A_b = 13 T 12 ; esp = 12 cm**

- **Les armatures de la répartition**

Le ferraillage se fait à (1m)

A_{rep}=$A_b/4$ = 3.67 cm^2 ; on adopte A_{rep}= 5T12 = 4.52 cm^2.

Avec S_t = 20 c m

❖ *Longitudinalement*: (**POUTRE DE LIBAGE**)

Longueur élastique : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$ L_e = 5.32 m

où : **I** :l'inerite de la semelle .

b : la largeur du poteau.

K : coefficient de raideur du sol (**K = 4 kg/cm^3**)

E :module d'élasticité du béton **(E =32164.2 MPa)**

Pour avoir une répartition linéaire et uniforme des contraintes sur le sol, on pose :

$L \le \frac{\pi}{2} \cdot L_e \Rightarrow ht \ge \sqrt[3]{\frac{3K}{E}\left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} = 44.62cm$ (où : L calculé entre nus) ; on adopte h_t =50 cm.

Et pour la largeur b , on va adopter la largeur du poteau b=40cm ,d'où les dimensions de la potre de libage sont (40*50)cm^2

La semelle travaille comme une poutre continue (renversée), sous deux poteaux et chargée uniformément par : $q = \frac{N_G}{L}$

N_G : La somme des efforts normaux transmis par les poteaux : N = 986.74 kN

$q = \frac{986.74}{4.80} = 205.57\ kN/ml$.

Ferraillage de la poutre de libage à l'ELU:

Les armatures principales:

Béton: f_{c28} = 25MPa ; γ_b =1.15 ; σ_{bc} =14.2MPa ; f_{t28} = 2.1MPa,b = 40 cm ; h = 40cm ;d = 30 cm.

Acier: FeE400 . Fe = 400 MPa ; γ_s = 1 ; σ_s = 348 MPa.

Tableau VI-4: 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	-390.12	0.112	0.940	15.44	0	3.15	**6 T 16 + 3 T 14**
							16.68
En travée	-170.68	0.048	0.975	6.53	0	3.15	**1 T 16 + 3 T 14**
							6.63

Vérification à l'E.L.S aux appuis et en travée:

Tableau VI.5: Vérification 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**

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 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{780.25 \times 10^3}{2800 \times 550} = 0.51 \text{ MPa}$$

……..**(C.V)** $\tau_u = 0.51MPa < \overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$.

VI-4-3- Semelle carré sous deux poteaux et voile " S_3 ":

Tout d'abord, on calcule le ferraillage des deux semelles sous les deux poteaux, ensuite la semelle sous voile.

VI-4-3-1- Calcul des semelles isolées sous poteaux:

VI-4-3-1-1- Prédimensionnement:

$M_{ser} = 2.43$ kN.m $\quad N_{ser} = 566.92$ kN

$e_0 = 4.28$ mm

Pour avoir une répartition trapézoïdale de la charge du sol, on doit vérifier:

$$\sigma_m \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} B^3 - NB - 3e_0 N \geq 0$$

D'où alors, on a: $200B^3 - 566.92B - 7.14 \geq 0$

On trouve : $B \geq 1.69$ m

on adopte **B = 2 m**.

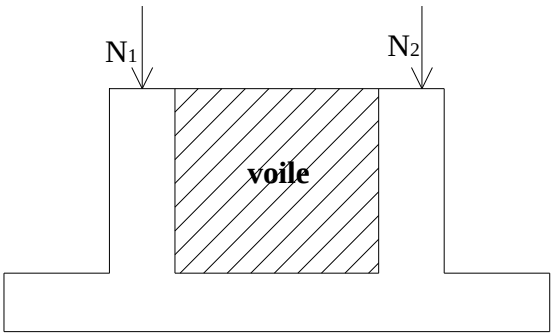


Fig. VI-4: Schéma équivalent de la semelle " S_3 "

VI-4-3-1-2- Vérification de la capacité portante:

Il faut vérifier: $\sigma_m = \frac{N}{B^2}\left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \leq \sigma_{sol} = 0.200$ MPa

Tableau VI-6: Vérification de la capacité portante pour la semelle " S_3 "

Combinaisons	N (KN)	M (KNm)	e_0 (mm)	σ_m (MPa)	vérification
G + Q± E	589.96	6.45	10.93	0.15	**C.V**
0.8 G ± E	537.65	6.21	11.55	0.13	**C.V**

Donc, on adoptera le pré dimensionnement calculé.

$\sigma_1 = 0.139$ MPa $\quad \sigma_2 = 0.143$ MPa $\quad \sigma_m = 0.142$ MPa $\leq \sigma_{sol} = 0.200$ MPa

$$d \geq \frac{B-b}{4} = 40cm$$

d_b=45 cm

- Hauteur totale : $h_t = d + c$ =50 cm

VI-4-3-1-3- Ferraillage de la semelle sous poteau :

N_u = 774.53 kN ; M_u = 3.25 kN.m

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0.004m \leq \frac{B}{18} = 0.111m$$

Donc la method de bielle est applicable,

$$N'_u = N_u\left(1+3\frac{e_0}{B}\right) \Rightarrow N'_u = 779.17\,kN$$

Hauteur utile: $d_b \geq \frac{(B-b)}{4} \Rightarrow d_b = 45\,cm$

Hauteur totale: **h = 50 cm**

Hauteur du patin : $\frac{h}{3} \leq e \leq \frac{h}{2}$ et $e \geq 6\varphi + 6 \Rightarrow$ **e = 20 cm**

$$A_a = \frac{N'_u(B-b)}{8 d_b \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A_b = A_a = 9.95\ cm^2 \quad A_b = A_a = 9T12 = 10.18\ cm^2$$

Donc esp = 22cm

VI-4-3-1-4-Vérification à l'E.L.S: La fissuration est considérée préjudiciable.

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3}f_e ; 110\left(\eta f_{c28}\right)^{\frac{1}{2}}\right] = 202\ MPa \quad \text{et} \quad \mathbf{N_{ser} = 512.73\ kN}$$

$$A_{ser} = \frac{N_{ser}(B-b)}{8 d_b \sigma_s} \Rightarrow A_{ser} = 10.57\ cm^2$$

Donc, on adoptera le ferraillage de l'E.L.S, $\mathbf{A_{choisie} = 10\ T\ 12 = 11.31\ cm^2}$; **esp = 20 cm**

VI-4-3-2- Semelle sous voile:

On a une semelle continue sous murs, sous l'effet d'une force uniquement, le calcul se fait pour une bande de 1 m.

VI-4-3-2-1- Prédimensionnement:

P = 115.89 kN ; M = 1.23 ; e_0 = 0 .010m

$B \geq \frac{P}{L.\sigma_{sol}}$ **A.N:** B ≥ 77.26 cm, on prend B = 1m.

VI-4-3-2-2- Ferraillage de la semelle:

- **A l'ELU**

Hauteur utile: $d \geq \frac{(B-b)}{4} = 15\,cm$; d_a=20

Hauteur totale: $h = d + c = 25\,cm$

$\frac{h}{3} \le e \le \frac{h}{2}$, $e = 12\,cm.$

$N_u = 168.98\,KN$ M_u=1.95KNm.

e_0=0.011m $\le \frac{(B)}{18} = 0.055m$

Donc la méthode de bielle est applicable ;

$$N'_u = N_u\left(1+3\frac{e_0}{B}\right) \Rightarrow N'_u = 174.55\,kN$$

$$A_a = \frac{N'_u(B-b)}{8 d_b \overline{\sigma_s}} = 1.88cm^2 \quad A_b = 3T10 = 2.36cm^2$$

A l'ELS

N_{ser}= 158.96KN M_{ser}= 1.65 KNm

e_0=0.010m

$$N'_{ser} = N_{ser}\left(1+3\frac{e_0}{B}\right) \Rightarrow N'_{ser} = 163.91\,kN$$

$$A_a = \frac{N'_{ser}(B-b)}{8 d_b \overline{\sigma_s}} = 3.04cm^2 \text{ ; } A_b = 4T10 = 3.14cm^2$$

Donc on adopte le ferraillage de l'ELS : A_b=4T10 = 3.14cm^2. avec esp = 25cm.

VI-5- VERIFICATION DU POINCONNEMENT

$$H_t \geq 1.44\sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma}_b}} \qquad \overline{\sigma}_b = 15\,MPa$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau suivant:

Tableau VI-7: Vérification du poinçonnement des différents types de semelles

Semelles	H_t (cm)	N (kN)	$1.44\sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma}_b}}$ (cm)	Vérification
S_1	45	641.52	29.77	**C.V**
S_2	40	353.87	22.11	**C.V**
S_3	50	566.92	34.28	**C.V**

VI-6- VERIFICATION AU RENVERSSEMENT [3]

$$M = 0.8\,M_G + M_E \qquad N = 0.8\,N_G + N_E$$

$$e_0 = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

La vérification est résumée dans le tableau suivant:

Tableau VI-8: Vérification du renversement des différents types de semelles

Semelles	e_0 (m)	B (m)	$\frac{B}{4}$ (m)	Vérification
S_1	0.016	1.9	0.475	**C.V**
S_2	0.042	1.5	0.375	**C.V**
S_3	0.043	2.00	0.500	**C.V**

VI-7- LES LONGRINES

VI-7-1- Introduction:

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plant horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

VI-7-2- Prédimensionnement:

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. **[2]**

On adopte : (b x **h**) = (**30** x **30**) **cm²**.

VI-7-3- 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 = 15** (**ZONE I ; SITE S_2**)

F=59.10 KN.

VI-7-4- Ferraillage:

a) A l'état limite ultime:

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u \geq \frac{N}{10\sigma_s} \quad \textbf{[1]}$$

On a : N_u = 886.52 kN

Alors: $A_u \geq \frac{886.52.10^3}{348 \times 15} = 169.83\ mm^2$

Donc : A=**1.69 cm²**

b) condition de non fragilité: (CBA 93)

$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ Alors : $A \geq \frac{(30 \times 30) \times 2.1}{400} \Rightarrow A \geq 4.73\,cm^2$

c) Etat limite de service: (CBA 93)

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ti}}\right] = 202MPa$ Avec : Nser = 641.94 KN.

Alors : $A_{ser} \geq \frac{641.94.10^{3}}{15 \times 202} = 2.11\ cm^2$

d) Section minimale donnée par le RPA 99:

$$A_r \geq 0.6\ \%\ B$$

Alors: $A_r \geq 0.6\ \% \times (30x30) \Rightarrow A_r = 5.70\ cm^2$

e) Résultats:

$$A = \max \left[A_u , A_{ser} , A_{RPA} , A_{CBA} \right] = 5.70\ cm^2$$

On adopte : **A = 6 T 12 = 6.79 cm²**

f) Armatures transversales:

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

On adopte : $\varphi_t = 6\,mm$

g) Espacement:

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

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

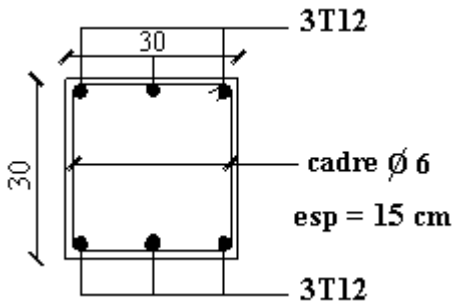


Fig. VI-5- Ferraillage de la longrine

VI-1- INTRODUCTION

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

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

VI -2-Reconnaissance du sol (CONTRAINTE ADMISSIBLE) :

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, en plus, il est surtout indispensable d'avoir des renseignements assez précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituant le terrain, afin de justifier le type de fondations correspondant.

Caractéristiques physiques et mécaniques du sol :

D'après l'étude géologique; géotechnique et chimique, on peut dire qu'on a un sol :

- Argileux de couleur grisâtre
- Peu plastique
- Faible humidité
- Compacité moyenne
- Peu gonflant et de compressibilité moyenne.

Par ailleurs, si on veut récapituler les caractéristiques physiques et mécaniques du sol, elles seront:

- Teneur en eau naturelle : **$W = 14.08\ \%$**
- Limite de liquidité **$W_L = 47\ \%$**
- Limite de plasticité **$W_p = 20\ \%$**
- Indice de plasticité : **$I_p = 26\ \%$**
- Pression de consolidation : **$\sigma_c = 2.20$ bars**
- Coefficient de compressibilité: **$C_c = 0.160$**
- Coefficient de gonflement : **$C_s = 0.010$**
- Angle de frottement interne : **$\varphi = 33°$**
- Cohésion : **$C_u = \sigma_c\ (0.11+0.37\ I_p) \Rightarrow C_u = 0.45$bars**
- Poids volumique total humide: **$\gamma = 19.10\ kN/m^3$**
- La variation de la résistance à la pénétration en fonction de la profondeur
  $R_{pmin} = 30$ bars
- Le taux de travail est calculé suivant le principe de Sanglerat :

$$Q_{adm} = \frac{Rp\min}{25} = \frac{30}{25} = 1.2\text{bars}$$

- **La contrainte admissible : $\sigma_{adm} = 2.0$ bars**

VI-3- CHOIX DU TYPE DE FONDATION

Le choix du type de fondation dépend de :

- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La distance entre axes des poteaux et des voiles.
- ✓ Les charges transmises par la superstructure.
- ✓ L'économique et la facilité de mise en œuvre.

Les différents types des fondations choisis pour notre structure sont :

- ✓ S_1: Semelles isolées sous poteaux carrés.
- ✓ S_f: Semelles filantes sous deux poteaux.
- ✓ S_3: Semelles filantes sous deux poteaux et voiles.

VI-4- CALCUL DES FONDATIONS:

Pour le dimensionnement et le ferraillage de ces derniers types de fondations, on prend les sollicitations les plus défavorables pour les deux états limites (ultime, service).

Remarque: Le dimensionnement des fondations se fait à l'état limite de service, par contre le ferraillage se fait pour les deux états limite (ultime et de service).

VI-4-1- Semelle isolée sous poteau carré " S_1 ":

N_u =821.52KN M_u =15.89KN

N_{ser}=641.52KN M_{ser}=10.27KN

VI-4-1-1- Prédimensionnement:

N_{ser} = 641.52 kN

M_{ser} = 10.27 kN.m.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 16\,\text{mm}$$

Pour avoir une répartition triangulaire de la charge de sol, il faut avoir :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \frac{B}{6} \Rightarrow B < 6e_0 = 9.6\ cm$$

Vu que $\mathbf{6e_0}$ est très faible, la répartition est forcement trapézoïdale.

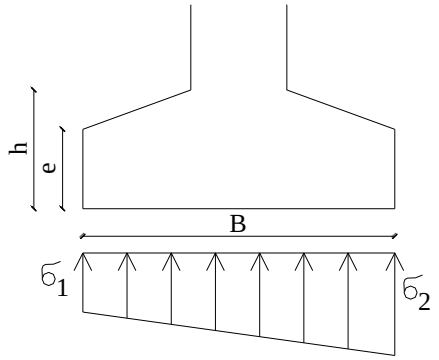


Fig. VI-1: Schéma équivalent d'une semelle isolée

On doit vérifier que : $\sigma_m \le \sigma_{sol}$ Où : $\sigma_1 = \left(1 - 6\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2}$; $\sigma_2 = \left(1 + 6\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2}$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \left(1 + 3\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2} \le \sigma_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} B^3 - NB - 3e_0 N \ge 0$$

A.N: $200B^3 - 641.52B - 30.79 \ge 0 \Rightarrow B = 1.815\text{m}$, Donc, on prend : **B = 1.90 m**.

VI-4-1-2- Vérification de la capacité portante:

Il faut vérifier que: $\sigma_m = \frac{N}{B^2}\left(1+\frac{3e_0}{B}\right) \le \sigma_{sol} = 0.20\text{MPa}$.

Tableau VI-1: Vérification de la capacité portante pour la semelle " S_1 "

Combinaisons	N (kN)	M (kNm)	e_0 (mm)	σ_m (MPa)	vérification
G + Q ± E	493.44	15.60	31.61	0.1435	**C.V**
0.8 G ±E	450.22	14.77	32.80	0.1480	**C.V**

D'après le tableau ci-dessus, on adopte le prédimensionnement de la semelle S_1

VI-4-1-3- Ferraillage de la semelle " S_1 ":

$e_0 \le \frac{B}{18} \Rightarrow 38.77\,\text{mm} \le 83.33\,\text{mm}$ **(C.V)**

Donc la méthode des bielles est applicable.

Hauteur utile: $d_a \ge \frac{(B-b)}{4} = 37.5\,\text{cm}$

Alors on adopte : d_a=40 cm

Hauteur totale: h = d + c $\Rightarrow$ h = 45 cm

Hauteur du patin :

$\frac{h}{3} \le e \le \frac{h}{2}$ et $e \ge 6\varphi + 6 \Rightarrow$ **e = 20 cm**

$N'_u = N_u\left(1+3\frac{e_0}{B}\right) \Rightarrow N'_u = 842.27\,\text{kN}$

$A_u = \frac{N'_u(B-b)}{8 d_a \overline{\sigma_s}}$ =11.34 avec $\overline{\sigma_s}$ =348 MPa

$\Rightarrow A_b = A_a = 11HA12$

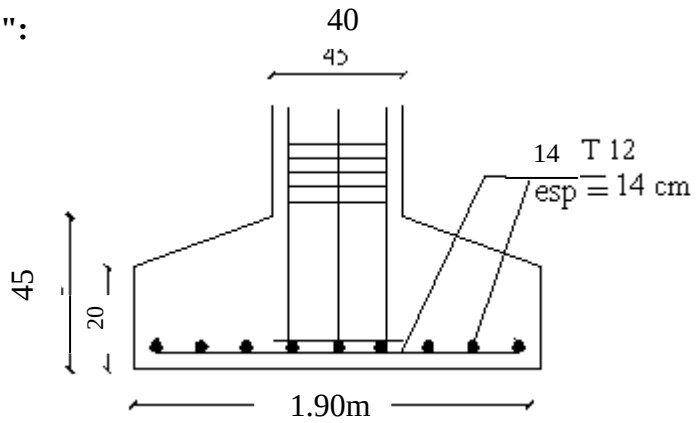


Fig. VI-2: Ferraillage de la semelle " S_1 "

VI-4-1-4-Vérification à l'E.L.S: La fissuration est considérée préjudiciable.

$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\left(\eta f_{c28}\right)^{\frac{1}{2}}\right] = 202\,\text{MPa}$ Et **N_{ser} = 641.52 kN**

$A_{ser} = \frac{N_{ser}(B-b)}{8 d_b \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A_{ser} = 14.88\ \text{cm}^2$

Donc, on adoptera le ferraillage de l'E.L.S, **$A_{choisie}$ = 14 T 12 = 15.83 cm²; S_t = 14 cm**

VI-4-2- Semelle filante sous deux poteaux " Sf ":

VI-4-2-1-Détermination des sollicitations

Les différents éfforts dans cette semelle filante sont résumés dans tableau suivant :

Tableau VI-2

ELS		ELU	
N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)
353.87	1.47	493.37	2.09
353.84	1.47	493.31	2.09

Condition de stabilité de la semelle :

La semelle filante est stable si $L \geq 6\, e_0$; avec $e_0 = \frac{M_u}{N_u}$

e_0 : excentricité totale de la semelle.

N : efforts normaux des poteaux.

M : moments des poteaux.

Les résultats des vérifications sont :

Tableau VI-3

N (KN)	M (KN.m)	e_0 (cm)	$6e_0$ (cm)	L (m)	$L \geq 6e_0$
493.37	2.09	0.042	0.254	2.8	C.V

Donc les semelles sont stables.

VI-4-2-2- Pré dimensionnement:

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$$B \geq \frac{\sum N}{\delta_{sol}(L + L_1 + L_2)}$$

$L_1 = L_2 = 1.00$ m ; $L = 2.80$ m

On adopte: **B = 1.50 m**

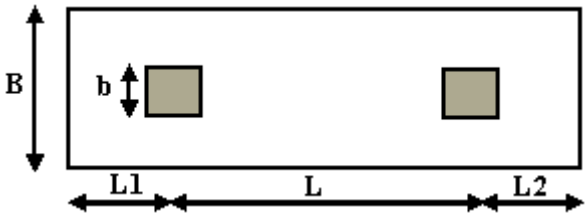


Fig. VI-3: Schéma équivalent de la semelle " S_3 "

$$d \geq \frac{B-b}{4} = 27.5cm$$

d_a = 35 cm

- Hauteur totale : $h_t = d + c$ = 40 cm

❖ *Transversalement:* on considère la semelle comme étant une semelle isolée de largeur B, sous N_{max} et M_{corr}.

VI-4-2-3-Ferraillage de la semelle " Sf ":

- **A l'ELU**

N = 986.74 kN

$e_0 \leq \frac{B}{18} \Rightarrow 4.23mm \leq 83.33mm$ Donc, la méthode des bielles est applicable.

$$N'_u = N_u\left(1+3\frac{e_0}{B}\right) \Rightarrow N'_u = 991.53kN$$

$$A_a = \frac{N'_u(B-b)}{8 d_b \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A_b = 11.23\ cm^2$$

A_b = 10 T 12 = 11.31 cm² ; esp = 15 cm

- **A l'ELS**

N_{ser}=707.74 KN M_{ser}= 2.94KNm

$e_0 \leq \frac{B}{18} \Rightarrow 4.18mm \leq 83.33mm$ **;** Donc la méthode de bielle est applicable.

$$N'_{ser} = N_{ser}\left(1+3\frac{e_0}{B}\right) \Rightarrow N'_{ser} = 713.62\ kN$$

$$A_a = \frac{N'_{ser}(B-b)}{8 d_b \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A_b = 13.87\ cm^2$$

A_b=13T12 = 14.70cm^2 : esp = 12cm

Donc on prend le ferraillage de l'ELS **A_b = 13 T 12 ; esp = 12 cm**

- **Les armatures de la répartition**

Le ferraillage se fait à (1m)

A_{rep}=$A_b/4$ = 3.67 cm^2 ; on adopte A_{rep}= 5T12 = 4.52 cm^2.

Avec S_t = 20 c m

❖ *Longitudinalement*: (**POUTRE DE LIBAGE**)

Longueur élastique : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$ L_e = 5.32 m

où : **I** :l'inerite de la semelle .

b : la largeur du poteau.

K : coefficient de raideur du sol (**K = 4 kg/cm^3**)

E :module d'élasticité du béton **(E =32164.2 MPa)**

Pour avoir une répartition linéaire et uniforme des contraintes sur le sol, on pose :

$L \le \frac{\pi}{2} \cdot L_e \Rightarrow ht \ge \sqrt[3]{\frac{3K}{E}\left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} = 44.62cm$ (où : L calculé entre nus) ; on adopte h_t =50 cm.

Et pour la largeur b , on va adopter la largeur du poteau b=40cm ,d'où les dimensions de la potre de libage sont (40*50)cm^2

La semelle travaille comme une poutre continue (renversée), sous deux poteaux et chargée uniformément par : $q = \frac{N_G}{L}$

N_G : La somme des efforts normaux transmis par les poteaux : N = 986.74 kN

$q = \frac{986.74}{4.80} = 205.57\ kN/ml$.

Ferraillage de la poutre de libage à l'ELU:

Les armatures principales:

Béton: f_{c28} = 25MPa ; γ_b =1.15 ; σ_{bc} =14.2MPa ; f_{t28} = 2.1MPa,b = 40 cm ; h = 40cm ;d = 30 cm.

Acier: FeE400 . Fe = 400 MPa ; γ_s = 1 ; σ_s = 348 MPa.

Tableau VI-4: 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	-390.12	0.112	0.940	15.44	0	3.15	**6 T 16 + 3 T 14**
							16.68
En travée	-170.68	0.048	0.975	6.53	0	3.15	**1 T 16 + 3 T 14**
							6.63

Vérification à l'E.L.S aux appuis et en travée:

Tableau VI.5: Vérification 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**

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 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{780.25 \times 10^3}{2800 \times 550} = 0.51 \text{ MPa}$$

……..**(C.V)** $\tau_u = 0.51MPa < \overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$.

VI-4-3- Semelle carré sous deux poteaux et voile " S_3 ":

Tout d'abord, on calcule le ferraillage des deux semelles sous les deux poteaux, ensuite la semelle sous voile.

VI-4-3-1- Calcul des semelles isolées sous poteaux:

VI-4-3-1-1- Prédimensionnement:

$M_{ser} = 2.43$ kN.m $\quad N_{ser} = 566.92$ kN

$e_0 = 4.28$ mm

Pour avoir une répartition trapézoïdale de la charge du sol, on doit vérifier:

$$\sigma_m \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} B^3 - NB - 3e_0 N \geq 0$$

D'où alors, on a: $200B^3 - 566.92B - 7.14 \geq 0$

On trouve : $B \geq 1.69$ m

on adopte **B = 2 m**.

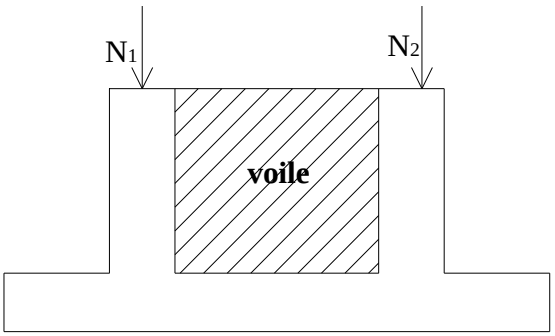


Fig. VI-4: Schéma équivalent de la semelle " S_3 "

VI-4-3-1-2- Vérification de la capacité portante:

Il faut vérifier: $\sigma_m = \frac{N}{B^2}\left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \leq \sigma_{sol} = 0.200$ MPa

Tableau VI-6: Vérification de la capacité portante pour la semelle " S_3 "

Combinaisons	N (KN)	M (KNm)	e_0 (mm)	σ_m (MPa)	vérification
G + Q± E	589.96	6.45	10.93	0.15	**C.V**
0.8 G ± E	537.65	6.21	11.55	0.13	**C.V**

Donc, on adoptera le pré dimensionnement calculé.

$\sigma_1 = 0.139$ MPa $\quad \sigma_2 = 0.143$ MPa $\quad \sigma_m = 0.142$ MPa $\leq \sigma_{sol} = 0.200$ MPa

$$d \geq \frac{B-b}{4} = 40cm$$

d_b=45 cm

- Hauteur totale : $h_t = d + c$ =50 cm

VI-4-3-1-3- Ferraillage de la semelle sous poteau :

N_u = 774.53 kN ; M_u = 3.25 kN.m

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0.004m \leq \frac{B}{18} = 0.111m$$

Donc la method de bielle est applicable,

$$N'_u = N_u\left(1+3\frac{e_0}{B}\right) \Rightarrow N'_u = 779.17\,kN$$

Hauteur utile: $d_b \geq \frac{(B-b)}{4} \Rightarrow d_b = 45\,cm$

Hauteur totale: **h = 50 cm**

Hauteur du patin : $\frac{h}{3} \leq e \leq \frac{h}{2}$ et $e \geq 6\varphi + 6 \Rightarrow$ **e = 20 cm**

$$A_a = \frac{N'_u(B-b)}{8 d_b \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A_b = A_a = 9.95\ cm^2 \quad A_b = A_a = 9T12 = 10.18\ cm^2$$

Donc esp = 22cm

VI-4-3-1-4-Vérification à l'E.L.S: La fissuration est considérée préjudiciable.

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3}f_e ; 110\left(\eta f_{c28}\right)^{\frac{1}{2}}\right] = 202\ MPa \quad \text{et} \quad \mathbf{N_{ser} = 512.73\ kN}$$

$$A_{ser} = \frac{N_{ser}(B-b)}{8 d_b \sigma_s} \Rightarrow A_{ser} = 10.57\ cm^2$$

Donc, on adoptera le ferraillage de l'E.L.S, $\mathbf{A_{choisie} = 10\ T\ 12 = 11.31\ cm^2}$; **esp = 20 cm**

VI-4-3-2- Semelle sous voile:

On a une semelle continue sous murs, sous l'effet d'une force uniquement, le calcul se fait pour une bande de 1 m.

VI-4-3-2-1- Prédimensionnement:

P = 115.89 kN ; M = 1.23 ; e_0 = 0 .010m

$B \geq \frac{P}{L.\sigma_{sol}}$ **A.N:** B ≥ 77.26 cm, on prend B = 1m.

VI-4-3-2-2- Ferraillage de la semelle:

- **A l'ELU**

Hauteur utile: $d \geq \frac{(B-b)}{4} = 15\,cm$; d_a=20

Hauteur totale: $h = d + c = 25\,cm$

$\frac{h}{3} \le e \le \frac{h}{2}$, $e = 12\,cm.$

$N_u = 168.98\,KN$ M_u=1.95KNm.

e_0=0.011m $\le \frac{(B)}{18} = 0.055m$

Donc la méthode de bielle est applicable ;

$$N'_u = N_u\left(1+3\frac{e_0}{B}\right) \Rightarrow N'_u = 174.55\,kN$$

$$A_a = \frac{N'_u(B-b)}{8 d_b \overline{\sigma_s}} = 1.88cm^2 \quad A_b = 3T10 = 2.36cm^2$$

A l'ELS

N_{ser}= 158.96KN M_{ser}= 1.65 KNm

e_0=0.010m

$$N'_{ser} = N_{ser}\left(1+3\frac{e_0}{B}\right) \Rightarrow N'_{ser} = 163.91\,kN$$

$$A_a = \frac{N'_{ser}(B-b)}{8 d_b \overline{\sigma_s}} = 3.04cm^2 \text{ ; } A_b = 4T10 = 3.14cm^2$$

Donc on adopte le ferraillage de l'ELS : A_b=4T10 = 3.14cm^2. avec esp = 25cm.

VI-5- VERIFICATION DU POINCONNEMENT

$$H_t \geq 1.44\sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma}_b}} \qquad \overline{\sigma}_b = 15\,MPa$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau suivant:

Tableau VI-7: Vérification du poinçonnement des différents types de semelles

Semelles	H_t (cm)	N (kN)	$1.44\sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma}_b}}$ (cm)	Vérification
S_1	45	641.52	29.77	**C.V**
S_2	40	353.87	22.11	**C.V**
S_3	50	566.92	34.28	**C.V**

VI-6- VERIFICATION AU RENVERSSEMENT [3]

$$M = 0.8\,M_G + M_E \qquad N = 0.8\,N_G + N_E$$

$$e_0 = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

La vérification est résumée dans le tableau suivant:

Tableau VI-8: Vérification du renversement des différents types de semelles

Semelles	e_0 (m)	B (m)	$\frac{B}{4}$ (m)	Vérification
S_1	0.016	1.9	0.475	**C.V**
S_2	0.042	1.5	0.375	**C.V**
S_3	0.043	2.00	0.500	**C.V**

VI-7- LES LONGRINES

VI-7-1- Introduction:

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plant horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

VI-7-2- Prédimensionnement:

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. **[2]**

On adopte : (b x **h**) = (**30** x **30**) **cm²**.

VI-7-3- 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 = 15** (**ZONE I ; SITE S_2**)

F=59.10 KN.

VI-7-4- Ferraillage:

a) A l'état limite ultime:

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u \geq \frac{N}{10\sigma_s} \quad \textbf{[1]}$$

On a : N_u = 886.52 kN

Alors: $A_u \geq \frac{886.52.10^3}{348 \times 15} = 169.83\ mm^2$

Donc : A=**1.69 cm²**

b) condition de non fragilité: (CBA 93)

$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ Alors : $A \geq \frac{(30 \times 30) \times 2.1}{400} \Rightarrow A \geq 4.73\,cm^2$

c) Etat limite de service: (CBA 93)

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ti}}\right] = 202MPa$ Avec : Nser = 641.94 KN.

Alors : $A_{ser} \geq \frac{641.94.10^{3}}{15 \times 202} = 2.11\ cm^2$

d) Section minimale donnée par le RPA 99:

$$A_r \geq 0.6\ \%\ B$$

Alors: $A_r \geq 0.6\ \% \times (30x30) \Rightarrow A_r = 5.70\ cm^2$

e) Résultats:

$$A = \max \left[A_u , A_{ser} , A_{RPA} , A_{CBA} \right] = 5.70\ cm^2$$

On adopte : **A = 6 T 12 = 6.79 cm²**

f) Armatures transversales:

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

On adopte : $\varphi_t = 6\,mm$

g) Espacement:

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

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

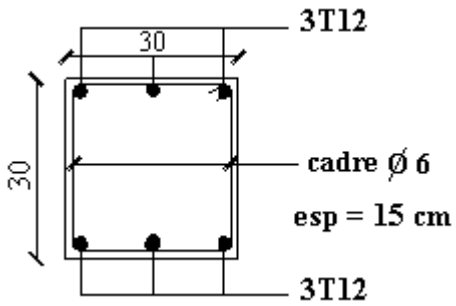


Fig. VI-5- Ferraillage de la longrine

CONCLUSION :

Dans ce projet, on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99.

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

Pour la structure étudiée, une ossature mixte (voiles + portiques) a été exigée par le règlement parasismique algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout à fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction. Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la fonction, l'économie et l'esthétique.

CONCLUSION :

Dans ce projet, on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99.

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

Pour la structure étudiée, une ossature mixte (voiles + portiques) a été exigée par le règlement parasismique algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout à fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction. Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la fonction, l'économie et l'esthétique.

Bibliographie

[1] Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

[2] règle technique de conception et de calcul des ouvrages en béton Armé, suivant la méthode des états limites, B.A.E.L.91.

[3] Règles parasismiques Algérienne R.P.A99 version 2003.

[4] Charges permanentes et surcharges d'exploitations.

[5] Davidovici Victor ; formulaire de béton armé.

[6] Cours pratique de mécanique des sols.
G. SANGLERAT

[7] calcul des ouvrages en béton armé.
« M.BELAZOUGUI ».

[8] Dynamique des ouvrages.
Alain PECKER 2003

* Les logiciels :

- logiciels de calcule ROBOT 2010.
- logiciels de calcule ROBOT EXPERT 2010.
- logiciels de dessin autocad 2009.
- Ms office 2007.

Bibliographie

[1] Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

[2] règle technique de conception et de calcul des ouvrages en béton Armé, suivant la méthode des états limites, B.A.E.L.91.

[3] Règles parasismiques Algérienne R.P.A99 version 2003.

[4] Charges permanentes et surcharges d'exploitations.

[5] Davidovici Victor ; formulaire de béton armé.

[6] Cours pratique de mécanique des sols.
G. SANGLERAT

[7] calcul des ouvrages en béton armé.
« M.BELAZOUGUI ».

[8] Dynamique des ouvrages.
Alain PECKER 2003

* Les logiciels :

- logiciels de calcule ROBOT 2010.
- logiciels de calcule ROBOT EXPERT 2010.
- logiciels de dessin autocad 2009.
- Ms office 2007.