

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction

Mémoire de Fin d'Étude

Présenté En Vue De L'obtention Du Diplôme Du
Master 2

En Genie Civil Option CCI

Par :

M^{elle} SADANI Sabrina

M^{elle} OUIDIR Karima Kahina

Encadré par :

M^{me} AKMOUSSI

SUJET :

ETUDE D'UNE STRUCTURE R+5 + 2 SOUS-SOLS +
CHARPENTE EN BOIS A USAGE MULTIPLE

Promotion : 2016/2017

Au nom d'Allah, le
Tout Miséricordieux,
Le Très
Miséricordieux

Remerciements

Toute notre reconnaissance et remerciement à Dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté afin d'élaborer ce modeste travail sans oublier nos parents qui ont toujours été là pour nous depuis notre jeune âge et dans tous les moments et se sont la raison de chaque victoire atteinte.

En suit Nous tenons à remercier **M^{me} AKMOUSSI**, notre promotrice de projet de fin d'études, de nous avoir guidées et suivies tout au long de cette période en se rendant disponibles pour répondre à toutes nos questions. Ils ont su nous encadrer et nous soutenir avec beaucoup de gentillesse

Nous sommes reconnaissantes envers **M^r BELABDI Ali**, ingénieur dans un bureau d'étude pour son soutien. Nous le remercions également pour sa tolérance et son réconfort.

Nous remercions tout particulièrement **M^{elle} LILIA** architecte dans un bureau d'étude, qui nous a aidée et proposer notre projet fin d'étude qui correspondant à nos perspectives et un chaleureux merci à **M^{elle} ALLAL SABAOUI DAHBIA** ingénieure en génie civil ; qui n'a pas hésiter un moment à répondre à nos questions.

Nos remerciements s'adressent aussi à l'ensemble des enseignants du département de génie civil. et a toute la promotion de **2016/2017**.

Et nos gratitudeux aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail

Enfin, Nous tenons à terminer ces remerciements en les adressant à toutes les personnes qui ont contribué à rendre notre mémoire fin d'étude intéressant et formateur.

Merci ...
Karyy and bina ☺

Bibliographie

Cours

- ❖ Cours de Béton Armé de M^r ILLOULI, M^{me} KHELOUI et M^{me} BLAIDI.
- ❖ Cours Mécanique des sols M^{me} LOUADJ.

Ouvrage

- ❖ Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.
- ❖ Internet
- ❖ Livres OORIKA

Règlement

- ❖ Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.
- ❖ Les règlements du béton aux états limites CBA.
- ❖ Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états -limites.
- ❖ Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.

Logicielles

- ❖ ETABS
- ❖ SOCOTEC
- ❖ AUTOCAD
- ❖ EXCEL
- ❖ WORD

Introduction

Le génie civil est un domaine spécialisé et très vaste et qui regroupe la construction des divers ouvrages ; ponts, barrages, de systèmes hydrauliques urbains (égouts et approvisionnement en eau potable), routes, gestion de l'environnement (traitement des eaux usées, gestion des déchets) et l'arpentage (mesurage des terrains). Il s'agit du domaine de l'urbanisme dont la fonction est de construire et d'une manière plus générale, de mettre en œuvre les décisions d'aménagement du territoire. On observe deux grands domaines au sein du génie civil :

- ❖ **le bâtiment**
- ❖ **les travaux publics**

La démarche de la conception d'un ouvrage est sensiblement différente suivant qu'il s'agit d'un bâtiment, d'un ouvrage d'art ou d'une construction industrielle cependant la nécessité de la présence d'ingénieur et de l'architecte est importante.

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé par un ingénieur civil qui s'occupe de la réalisation, de la stabilité de l'ouvrage, de la sécurité publique qui est la plus importante et de l'économie qui sert à diminuer les coûts du projet.

L'objectif principal de l'ingénieur quel que soit sa spécialisation, repose sur deux concepts clés : **l'évaluation des charges** et la **résistance des matériaux**. Aussi réduire le risque sismique à un niveau minimal et faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences de sécurité.

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectonique, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant le calcul de divers ouvrages en un moindre temps.

Dans le cadre de ce projet, nous allons procéder au calcul d'un bâtiment en béton armé et pour la construction de ce dernier, on distingue deux grandes familles de travaux :

- ❖ **Le GROS ŒUVRE** : c'est la réalisation des éléments de la structure. Dans cette première partie, on retrouve : Le terrassement, les fondations, la maçonnerie et la charpente.

Ces travaux s'effectuent dans un ordre chronologique, on commence par le bas de la construction (les fondations) pour terminer par le haut (le toit).

- ❖ **Le SECOND ŒUVRE** : ce sont les travaux d'aménagement de l'intérieur de la structure, de finition, d'installation des éléments permettant à la structure de fonctionner. On retrouve : la couverture, la plâtrerie, les menuiseries intérieures et extérieures, les revêtements de sol (carrelage...), l'électricité, la plomberie, le sanitaire, le chauffage, les peintures et les enduits extérieurs.

Ce projet de fin d'étude, va nous permettre de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des structures des bâtiments.

Conclusion

Ce projet que nous avons mené nous a permis d'appréhender la complexité du domaine du génie civil, notamment par la découverte des multiples notions mises en jeu, du règlement parasismique et de son application.

Notre travail s'est inscrit en premier lieu dans une démarche de conception à partir des plans architecturaux. Il a été nécessaire de bien lire et savoir extraire les points essentiels dans les plans. Et en second lieu nous sommes intéressée au dimensionnement et à la modélisation de la structure en utilisant un logiciel de calcul outil devenue indispensable pour l'étude des ouvrages en béton armé dans laquelle on a tirés toutes les données nécessaires afin d'accomplir les calculs et les vérifications des différents éléments de la structure porteuse

Cependant le passage d'une étape à une autre n'était pas si abordable en tant que des étudiantes qui vont élaborées leur premier projet mais en parallèle toute difficulté rencontrée est un plus pour nous qui nous aidées à mieux connaître notre secteur

En scrutant ce domaine on a détectés ces points :

- ❖ L'ingénieur doit être un concepteur pour prendre des décisions tout au long de son étude et avoir toujours à l'esprit, la sécurité et l'économie
- ❖ Le génie civil est un métier où les déplacements sont très fréquentes d'où L'ingénieur civil doit se montrer très adaptable et mobile.
- ❖ Bien choisir les matériaux à utiliser afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage
- ❖ L'ingénieur recommande un ferraillement unifié afin de faciliter la tâche de l'ouvrier
- ❖ Le ferraillement par zone est un facteur économique
- ❖ Un ingénieur civil ne doit pas se méfier des outils informatiques

Notons enfin d'un point de vue personnel L'élaboration de ce travail, fut une très bonne expérience, nous a apporté que des satisfactions, Nous avons ainsi appris au cours de ce mémoire des nouvelles façons de travailler tout en mettant en application ce qui nous a été enseigné à l'université durant les cinq ans, et d'approfondir les connaissances d'une part, et de préparer notre intégration à la vie professionnelle d'autre part, mais Il est important de signaler que nous sommes bien conscients que beaucoup reste à faire pour arriver à être des bons ingénieurs, seul le travail et la volonté pourront nous aider à atteindre cet objectif .

Dédicace

JE dédie ce travail a :

La mémoire de mon père qui a été toujours dans mon esprit et dans mon cœur

A Yemma qui m'a guidé durant les moments les plus pénibles, elle a été à mes cotés et m'a soutenue durant tout mon chemin, elle a sacrifiée toute sa vie afin de me voir devenir tel je suis à présent ,merci ma petite chérie adorée.

A mon chère frère ABDENOUR.

A ma chère sœur HAYET et son mari AMMAR.

A toute ma famille ; mes cousins et mes cousines

A mes chères copines FATHIMA, CILIA, SAMOUCHE, ZAZIE, LIZA, AMINA, KAHO, DODO, LYDIA, AZIZA, NAWAL

A tous mes amis (es) et à tout ceux qui me connaissent de proche ou de loin.

A mon binôme SADANI SABRINA avec elle j'ai eu le plaisir de partager ce projet de fin d'étude.

Et, à toute ma promotion Génie civil (2016-2017).

Karyy

Dédicace

JE dédie ce travail à :

A mes très chers parents, qui m'ont tout donné et consacré leur vie pour ma réussite, m'ont encouragée et soutenue tout au long de ma vie, que dieu les protège.

A mon chère frère CHILES et mes sœurs Ouardia, SAMIA et BIBIA.

A amto MALHA khalto Ouardia, FATIMA, NACIRA et NADIA.

Aux anges de la famille YACINE, SELMA, MINO, ROBICHE, MALEK, YASMINE et YAZID sans oublier mon beau gosse ILYES

A ma grand-mère et à la mémoire de mon grand-père.

A khalo HAMID et sa femme GHANIA et leur petit bout de chou OUSSAMA.

A mes chères copines FAHIMA, CILIA, SAMOUCHE, ZAZIE, LIZA, AMINA, KAHO, DODO, LYDIA, AZIZA, NAWAL et sans oublier ma meilleure KARIMA avec elle j'ai eu le plaisir de partager ce projet de fin d'étude.

A tous mes amis (es) et à tous ceux qui m'ont contribué, de toute manière que ce soit.

Et, à toute ma promotion Génie civil (2016-2017).

Bina ☺

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	01
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	12
Chapitre III : Calcul des éléments	27
III.1 : Calcul du plancher	27
III.2 : Calcul des balcons.....	44
III.3 : Calcul des escaliers	49
III.4 : Calcul poutre de palière	62
III.5 : Calcul poutre de chainage	68
III.6 : Calcul de charpente.....	76
Chapitre IV : Modélisation est vérification RPA	82
Chapitre V : Ferrailage des poteaux	92
Chapitre VI: Ferrailage des poutres	104
Chapitre VII : Ferrailage des voiles.....	114
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure	124
Chapitre IX : Etude de mur plaque.....	148

Conclusion

Bibliographie

Introduction

Le génie civil est un domaine spécialisé et très vaste qui regroupe la construction des divers ouvrages ; ponts, barrages, de systèmes hydrauliques urbains (égouts et approvisionnement en eau potable), routes, gestion de l'environnement (traitement des eaux usées, gestion des déchets) et l'arpentage (mesurage des terrains). Il s'agit du domaine de l'urbanisme dont la fonction est de construire et d'une manière plus générale, de mettre en œuvre les décisions d'aménagement du territoire. On observe deux grands domaines au sein du génie civil :

- ❖ **le bâtiment**
- ❖ **les travaux publics**

La démarche de la conception d'un ouvrage est sensiblement différente suivant qu'il s'agit d'un bâtiment, d'un ouvrage d'art ou d'une construction industrielle cependant la nécessité de la présence d'ingénieur et de l'architecte est importante.

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé par un ingénieur civil qui s'occupe de la réalisation, de la stabilité de l'ouvrage, de la sécurité publique qui est la plus importante et de l'économie qui sert à diminuer les coûts du projet.

L'objectif principal de l'ingénieur quel que soit sa spécialisation, repose sur deux concepts clés : **l'évaluation des charges** et la **résistance des matériaux**. Aussi réduire le risque sismique à un niveau minimal et faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences de sécurité.

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectonique, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant le calcul de divers ouvrages en un moindre temps.

Dans le cadre de ce projet, nous allons procéder au calcul d'un bâtiment en béton armé et pour la construction de ce dernier, on distingue deux grandes familles de travaux :

- ❖ **Le GROS ŒUVRE** : c'est la réalisation des éléments de la structure. Dans cette première partie, on retrouve : Le terrassement, les fondations, la maçonnerie et la charpente.

Ces travaux s'effectuent dans un ordre chronologique, on commence par le bas de la construction (les fondations) pour terminer par le haut (le toit).

- ❖ **Le SECOND ŒUVRE** : ce sont les travaux d'aménagement de l'intérieur de la structure, de finition, d'installation des éléments permettant à la structure de fonctionner. On retrouve : la couverture, la plâtrerie, les menuiseries intérieures et extérieures, les revêtements de sol (carrelage...), l'électricité, la plomberie, le sanitaire, le chauffage, les peintures et les enduits extérieurs.

Ce projet de fin d'étude, va nous permettre de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des structures des bâtiments.

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	01
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	12
Chapitre III : Calcul des éléments	27
III.1 : Calcul du plancher	27
III.2 : Calcul des balcons.....	44
III.3 : Calcul des escaliers	49
III.4 : Calcul poutre de palière	62
III.5 : Calcul poutre de chainage	68
III.6 : Calcul de charpente.....	76
Chapitre IV : Modélisation est vérification RPA	82
Chapitre V : Ferrailage des poteaux	92
Chapitre VI: Ferrailage des poutres	104
Chapitre VII : Ferrailage des voiles.....	114
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure	124
Chapitre IX : Etude de mur plaque.....	148

Conclusion

Bibliographie

I-1:INTRODUCTION

Comme tout ouvrage avant sa réalisation on se soucie de connaître sa géométrie (nombre d'étage, sa forme ...), sa zone d'implantation et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés. Afin de bien présenter l'ouvrage, et défini chaque élément de la structure.

I-2:PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage qu'on va étudier dans ce projet de fin d'étude est un bâtiment à usage d'habitation en **(R+5+2sous sol)**. Ce dernier est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles) et présente une charpente en bois qui lui sert de toiture. Le projet nous a été confié par un bureau d'étude dans un cadre pédagogique.

Il sera implanté à **TIGZIRT** (sur l'axe du lycée centre-ville) dans la wilaya de **TIZI OUZOU** qui est considérée d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité, c'est-à-dire, (zone, **IIa**)

Cet ouvrage se compose de :

- ◆ Un sous-sol (RDC bas) à usage de commercial,
- ◆ 2^{ème} sous-sol (1^{er} étage) à usage de service,
- ◆ RDC haut et les 05 étages à usage d'habitation,
- ◆ Une cage d'escalier,
- ◆ Une charpente en bois.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS** pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Nos calculs sont vérifiés suivant le règlement en vigueur de **RPA99(version 2003)**, les règlements du béton aux états limites **CBA**, les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites **BAEL 91** et Charges et surcharges d'exploitation **DTR-BC-22**.

I-3:LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE

L'ingénieur en génie civil est tenu à respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de l'ouvrage qui sont les suivantes :

- ◆ Hauteur totale du bâtiment : 25,49 m.
- ◆ Hauteur du RDC haut et l'étage courant : 2,98 m.
- ◆ Hauteur du 1ersous-sol (RDC bas commerce) : 4,55 m.
- ◆ Hauteur du 2èmesous-sol (1^{er} étage service) :3,06 m.
- ◆ Longueur du RDC bas (commerce) et 1^{er} étage (service) :19,70 m.
- ◆ Largeur du RDC bas (commerce) et le 1^{er} étage (service): 14, 95 m.
- ◆ Largeur du RDC haut et l'étage courant : 16,95m
- ◆ Longueur du RDC haut et l'étage courant : Grande : 22,72m
Petite : 20,20m

I-4 : LES ELEMENTS DE L'OUVRAGE

I-4-1:Ossature

Ossature ou structure est le squelette d'un bâtiment. Elle supporte les poids dus à la structure elle-même aux charges d'exploitation (poids de personnes du mobilier et des équipements) aux charges climatiques (neige et vent) et éventuellement sismiques, ces charges sont portées jusqu'à au sol par les fondations.

L'immeuble qui fait l'objet de notre étude est composé de :

- ◆ Poteaux et poutres formant un système de portiques destinés à reprendre essentiellement les charges et surcharges.
- ◆ Un ensemble de voiles (refends) disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), constituent d'un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

I-4-2 : Les planchers

Les dalles, ou planchers sont les éléments porteurs les plus courants et les plus importants dans la construction des bâtiments.

Ils offrent une surface plane sur laquelle il est possible de circuler ou d'entreposer des marchandises ou encore sous lesquels il sera possible de s'abriter.

La plupart des constructions font appel à des dalles soit sous formes de dalles en béton uniquement, soit encore sous forme de planchers mixtes (aciers béton, bois béton).

Les planchers jouent un rôle important, dans la stabilité des constructions aux charges horizontales (Vent et séisme) ,d'autre part, de reprendre puis transmettre les charges verticales aux porteurs horizontaux (poutres) qui seront chargés dans un second temps de les retransmettre aux porteurs verticaux (poteaux, colonnes ,voiles et noyaux) lesquels les feront descendre au sol via les fondations .

Par conséquent, pour la réalisation de notre bâtiment on distingue deux types de plancher

1-Planchers à corps creux

Ils sont réalisés avec des poutrelles préfabriquées (béton armé) placées dans le sens de la petite portée et des entrevous (ou hourdis) supportant une dalle de compression de faible épaisseur.

- ◆ Les poutrelles
Les poutrelles supportent le plancher et transmettent ses charges à la structure porteuse. On trouve toute une gamme de poutrelles préfabriquées sur le marché
- ◆ Les entrevous (hourdis)
Le rôle des entrevous consiste au départ à supporter le poids de la dalle de compression en phase découpage. Ce sont donc des éléments de coffrage perdu. Mais on peut aussi leur octroyer un rôle d'isolant.

◆ La table de compression

Elle a généralement une épaisseur supérieure ou égale à 4 cm. Cette dalle de compression qui est coulée en place sur les entrevous et les poutrelles doit être correctement armée.

2-Les dalles pleines

C'est une dalle réalisée en béton armé uniquement. Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends.

La réalisation d'une dalle pleine nécessite la mise en place d'un coffrage sur toute la surface concernée suite à des contraintes d'ordre architectural pour les balcons et de résistance pour la salle des machines de l'ascenseur.

I-4-3 : Les escaliers

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches et permet de monter ou de descendre à pied d'un niveau à l'autre.

Il existe plusieurs types d'escalier en béton armé tel que les escaliers droits, les escaliers balancés, les escaliers circulaires...etc. Le choix du type d'escalier à retenir dépend d'un certain nombre de contraintes comme par exemple, l'architecture et la hauteur à franchir.

Par conséquent, notre bâtiment va comporter un escalier droit à deux volées avec un palier de repos dans les sous sols et un escalier demi tournant pour les étages courants .

La conception de notre escalier est subordonnée à certaines règles en plus, notre escalier sera prémuni contre la chute de l'utilisateur à l'aide d'un garde-corps en bois

I-4-4 : La maçonnerie

On appelle maçonnerie, l'ouvrage obtenu par juxtaposition de blocs (briques, agglomérés, moellons, etc.) généralement assemblés avec un mortier, le plus souvent dans le but de construire un mur.

Pour la réalisation des maçonneries qui compose notre bâtiment, on a :

◆ **Murs extérieurs**

Ils seront réalisés en doubles cloisons de deux briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).

◆ **Murs intérieurs**

Ils seront réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I-4-5 : Les voiles

Un voile est une paroi verticale, rigide en béton armé, coulé sur place à l'aide d'un coffrage, c'est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance, la rigidité et l'équilibre de la structure. Il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques-voiles).

I-4-6 : La charpente

La toiture est une charpente en bois constituée de panne, de chevreaux, de liteaux et de tuiles à emboitements et c'est une structure porteuse, dont la fonction est de supporter son poids, ainsi que les matériaux de couverture.

I-4-7 : Les Fondations

La fondation d'un bâtiment ou d'un ouvrage est la partie de ce dernier qui repose sur un terrain ou sol d'assise et qui transmet à ce dernier toutes les sollicitations (charges et surcharges combinées) auxquelles ce bâtiment est soumis par l'intermédiaire de sa superstructure.

On dit que les fondations font partie de l'**infrastructure** d'un ouvrage ou d'un bâtiment. Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations : **superficielles, profondes et semi profondes.**

I-4-8 : Les revêtements

Le revêtement horizontal est réalisé en plâtre pour les plafonds et en carrelage pour les sols.

Le revêtement vertical est en mortier de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre pour les murs intérieurs et en céramique pour les murs des salles d'eau.

I-4-9 : Système de coffrage

On utilise un coffrage classique en bois pour les portiques, les planchers, et un coffrage métallique pour les voiles ; de façon à limiter le temps d'exécution.

I-4-10 : Mur de soutènement

Le mur de soutènement sera prévu au niveau de l'infrastructure, c'est un ouvrage en béton armé, il sera calculé pour résister à la poussée des terres.

L'épaisseur minimale exigée par le RPA 2003 est $e_{min} = 25 \text{ cm}$.

Le mur assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet alors de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- ◆ Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- ◆ Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.
- ◆ Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

I-5 : LES ETATS LIMITES

I-5-1 : Définition

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être dans le cas de modification défavorable d'une action

I-5-2 : différentes états limites

1-Etats limites ultimes (ELU)

Ils mettent en jeu la sécurité des biens et des personnes ils correspondent à l'atteinte du maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments avant dépassement par :

- ◆ Perte de l'équilibre statique,
- ◆ Rupture de section par déformation excessive,
- ◆ Instabilité de forme (flambement).

2-Etats limites de services (ELS)

Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité ils correspondent aux phénomènes suivants :

- ◆ Ouverture excessive des fissures,
- ◆ Compression excessive du béton,
- ◆ Déformation excessive des éléments porteurs.

I-6 : LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction.

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, mais les deux matériaux les plus dominants et les plus importants dans la résistance sont le béton et les aciers.

I-6-1 : Le béton

Le béton est un composite hétérogène qui résulte du mélange intime de ciment, de granulats (sable et graviers), l'eau de gâchage, et de faibles quantités d'adjuvants. Ces constituants sont dosés de manière à obtenir, après durcissement, un produit solide dont les propriétés mécaniques peuvent être très supérieures à celles des roches naturelles.

Le béton possède une grande résistance à la compression et une faible résistance à la traction.

◆ Ciment

Le ciment est un liant hydraulique qui se présente sous la forme d'une poudre minérale fine s'hydratant en présence d'eau. Il forme une pâte faisant prise qui durcit progressivement à l'air ou dans l'eau. C'est le constituant fondamental du béton puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide

◆ L'eau

De façon générale, l'eau de gâchage doit avoir les propriétés de l'eau potable. Il est exclu d'employer de l'eau de mer, qui contient environ 30 g/l de chlorure de sodium, pour la fabrication de bétons armés ou précontraints.

◆ **Les granulats**

Leur taille est comprise entre 0 et 125mm, leur nature et leur forme varient en fonction des gisements et des techniques de production. Dans un béton les granulats apportent la consistance, le volume et la résistance. Ils présentent le squelette du béton.

◆ **Les adjuvants**

Ce sont de produit chimique qu'on introduit dans le béton frais en faible quantité (4 à 5 % du poids du ciment) pour modifier ou améliorer ses propriétés selon le besoin. Comme exemple : les plastifiants, les retardateurs ou accélérateurs de prise, les entraîneurs d'aire etc.

I-6-1-1 : Composition d'un béton

Pour déterminer les proportions de ciment, sable, gravier et eau permettant l'obtention d'un béton aux qualités demandés on doit effectuer l'étude de composition de béton.

La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL 91 modifié 99 et le RPA 2003, elle sera déterminée en laboratoire de façon à avoir une résistance caractéristique de 25MPa. Pour un cas de composition d'un béton ordinaire nécessaire à la réalisation d'ouvrage qui ne nécessite pas des caractères sécuritaires très élevés, on peut retrouver la composition suivante :

◆ **Le dosage courant par un m³ sera comme suit :**

- Sable :.....350 à 400 L
- Gravillons :.....800L
- Ciment :350 à 400 kg/m³.
- Eau de gâchage :170 à 200 L.

I-6-1-2 : Résistance caractéristique du béton à la compression

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée f_{c28} , est choisie a priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de j jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28, on se réfère à la résistance f_{cj} obtenue au jour considéré ; on peut admettre en première approximation que pour $j \leq 28$, la résistance des bétons non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40\text{MPa}$$

Dans tous les cas, la résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section 200 cm²) et de hauteur 32 cm, pour un granulat de grosseur au plus égale à 40 mm.

Pour l'étude de ce projet on prendra $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

I-6-1-3 : Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation (**BAEL91 modifié99-Art-2.1.12**)

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

Et cette formule n'est valable que pour des valeurs de f_{cj} au plus égales à 60 MPa.

Dans lequel le f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa (ou N/mm^2).

Dans notre cas $f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$

I-6-1-4 : Contraintes limites du béton

En compression pure à l'état limite ultime, le diagramme contraintes-déformations du béton est constitué par la partie parabolique du graphe ci-dessous, les déformations relatives étant limitées à 2‰. En compression et en flexion, le diagramme utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole-rectangle »

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \longrightarrow \quad \sigma_{bc} = 0,25f_{bc}10^3\varepsilon_{bc}(4 - 10^3\varepsilon_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \quad \longrightarrow \quad \sigma_{bc} = f_{bc}$$

f_{bu} : La résistance de calcul du béton, qui vaut :

- ◆ $f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$ Pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.
- ◆ $f_{bc} = \frac{0,80 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$ Pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante vers ces mêmes fibres.

γ_b : Coefficient de sécurité qui vaut

- ◆ 1,5 dans le cas de situation durable ou transitoire,
- ◆ 1,15 dans le cas de combinaisons accidentelles,

θ : est donné en fonction de la durée d'application des combinaisons d'actions, il vaut :

- ◆ 1 pour une durée > 24 heures
- ◆ 0,9 pour une durée comprise entre 1 et 24 heures.
- ◆ 0,85 pour une durée < 1 heure

Dans notre cas on prend $\theta = 1$

D'où $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$, en SD

$f_{bc} = 18,5 \text{ MPa}$, en SA

La contrainte de compression du béton à l'état limite de service est : $\sigma_{bc} = 0,6f_{cj}$
 Dans ce cas le diagramme contrainte déformation est considéré linéaire.

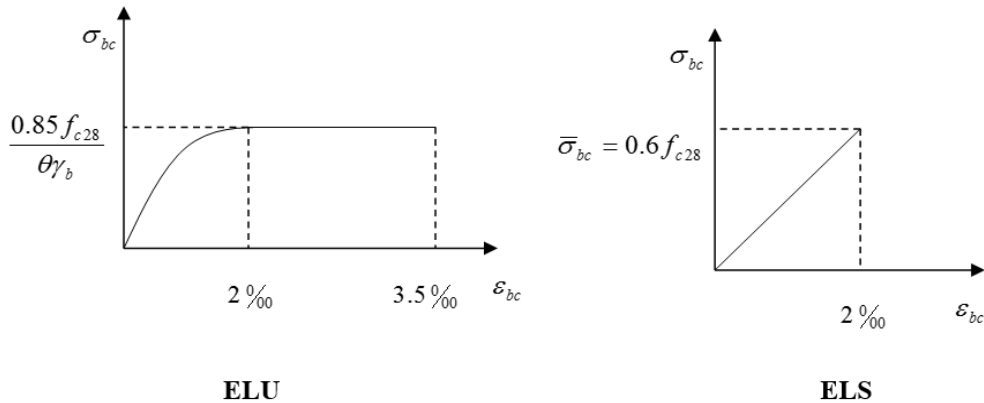


Fig I – 1 : Diagramme contrainte déformation du béton.

I-6-1-5 : Contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement ultime (τ_u) pour les armatures droites ($\alpha = 90^\circ$), est donnée par les expressions suivantes :

- ◆ Dans le cas d'une fissuration peu préjudiciable

$$\tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) \longrightarrow \tau_u = 2,93\text{MPa}$$

- ◆ Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable

$$\tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) \longrightarrow \tau_u = 2,20\text{MPa}$$

I-6-1-6 : Module de déformation

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} vaut : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

Cette formule n'est pas valable pour les vérifications à l'état-limite ultime de stabilité de forme. Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage ; le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage) est donné par la formule

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = \frac{1}{3} E_{ij}$$

Le module de déformation transversale est $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

ν : Le coefficient de Poisson du béton est pris égal à :

- ◆ 0,2 pour le calcul des déformations,
- ◆ 0 pour le calcul des sollicitations.

Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles), on prendra $\nu = 0,2$ pour les justifications à l'ELS (états-limites de service,) et $\nu = 0,2$ à l'ELU (états-limites ultime).

I-6-2 : Les aciers

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression. et son rôle c'est de prendre les efforts de traction.

Les armatures utilisées pour le ferrailage des éléments de notre ouvrage sont :

◆ **Les aciers à haute adhérence (HA) :**

Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités garanties de 400 MPa et 500 MPa.

◆ **Treillis soudé (TS) :**

Ce sont des grillages en fils écrouis se croisant perpendiculairement et soudé électriquement en leurs points de croisement. Les espacements entre axes sont égaux.

◆ **Caractéristiques des aciers utilisés**

Type d'aciers	Nomination	Symbol	Limite d'élast Fe [Mpa]	Résistance à la rupture	Allong. Relatif à la rupture (%)	Coef. De fiss.	Coef. (Ψ) de Scell.
Aciers en barres	Haute adhérence FeE 400	H A	400	480	14‰	1,6	1,5
Aciers En treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8‰	1,3	1

Tableau I.1 : type d'acier et ses caractéristiques.

I-6-3. Module d'élasticité longitudinale

Quelle que soit la nuance utilisée, le module de YOUNG (art III.1BAEL99) est donné expérimentalement. $E_s = 2.105\text{MPa}$

I-6-4. Contraintes limites dans l'acier

1. contrainte limite de l'acier à l'ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec : } \gamma_s \text{ Coefficient de sécurité dépend de type de situation.}$$

- ◆ $\gamma_s = 1,15$ en situation durable.
- ◆ $\gamma_s = 1,00$ en situation accidentelle.

$\sigma_s = 348\text{MPa}$ Pour les aciers à haute adhérence FeE400

$\sigma_s = 452\text{MPa}$ Pour les aciers doux TL520.

2. Contraintes admissible à l'ELS

A l'état limite de service, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans aciers.

D'après les règles BAEL 91 modifié 99, on distingue trois cas de fissuration :

- ◆ **Fissuration peu préjudiciable** : cas des éléments situés dans des endroits couverts tels que les locaux, et par conséquent, il n'y a pas de limitation de contraintes et on prend. $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- ◆ **Fissuration préjudiciable** : cas des éléments exposés aux intempéries ou à des condensations.

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \overline{\eta f_{t28}}) \right)$$

Avec : η coefficient de fissuration dont les valeurs sont comme suit :

$\eta = 1$: Pour les ronds lisses et les treillis soudés tréfilés

$\eta = 1,6$: Pour les armatures à haute adhérence dont. $\emptyset \geq 6\text{mm}$

$\eta = 1,3$: Pour les armatures à haute adhérence dont. $\emptyset < 6\text{mm}$

- ◆ **Fissuration très préjudiciable** : cas des éléments exposés à des milieux agressifs ou doivent assurer une étanchéité ; dans ce cas, on observe les règles suivantes :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e; 90 \overline{\eta f_{t28}} \right)$$

Le diamètre des armatures les plus proches des parois est au moins égal à 8mm

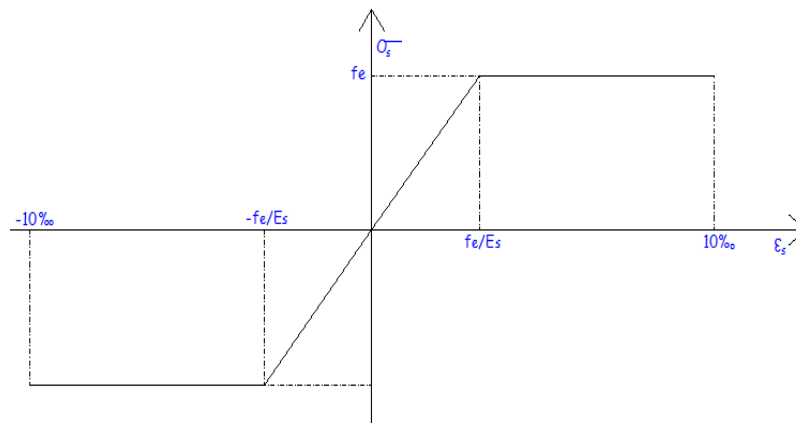


Fig I. 2 : Diagramme contraintes- déformations de l'acier.

I-6-5 : Protection Des Armatures (Art 7.1 /BAEL 91 modifié 99)

Afin d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- ◆ **C ≥ 5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- ◆ **C ≥ 3 cm** : Pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, aux égards à la destination des ouvrages au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- ◆ **C ≥ 1 cm** : Pour les parois situées dans des locaux couverts et clos et non exposés aux condensations.

I-7 : Les actions qui agissent sur la structure

Les actions qui agissent sur les structures sont catégorisées et normées. Les principes sont:

- ◆ **Le poids propre**
Il s'agit du poids de la structure elle-même. Par exemple (le béton armé).
- ◆ **Les charges permanentes (G)**
La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi les poids propres des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : les enduits, revêtements, cloisons fixes, conduits de fumée...etc. Leurs valeurs (en poids volumiques ou surfaciques) sont obtenues dans le DTR B.C. 2.2.
- ◆ **Les charges d'exploitation (Q)**
Ce sont les charges venant de l'utilisation de l'ouvrage. Par exemple, le poids des piétons, celui du trafic routier sur un pont, l'utilisation des bureaux (personnes et mobilier) ou le poids des voitures dans un parking en font partie. Il est également possible de considérer certaines de ces charges (mobiles) comme des charges variant dans le temps et l'espace pour en tirer une analyse dynamique.
- ◆ **Les charges climatiques**
Les efforts dus au vent ou à la neige
- ◆ **Les charges sismiques**
Les efforts entraînés par un séisme sont de nature dynamique et sollicitent les ouvrages

II-1 : INTRODUCTION

Après avoir défini les différentes caractéristiques de notre ouvrage, ainsi que les divers matériaux le constituant. Nous allons passer au pré-dimensionnement des éléments structuraux tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles. La structure doit être dimensionnée de manière à résister aux sollicitations.

II-2 : LES PLANCHERS

Comme il a été précédemment défini dans le chapitre I Les planchers sont des airs plans limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils s'appuient sur les éléments porteurs. Leurs fonctions essentielles sont :

- ◆ Supporter et transmettre les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- ◆ Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.
- ◆ La résistance à l'incendie.
- ◆ Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.

Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans horizontaux.

II-2-1 : Plancher en corps creux

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

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

$$h_t = \frac{l_{\max}}{22,5} \dots\dots\dots (\text{Art B6.8.424/ BAEL91})$$

Avec :

- ◆ L max : portée entre nus des plus grande portée dans le sens des poutrelles.
- ◆ ht : hauteur totale du plancher.

$$L \text{ max} = 340 - 25 = 315 \text{ cm}$$

$$ht = 14 \text{ cm}$$

On adoptera une hauteur normalisée de **ht = 20 cm**, soit un plancher **(16+4) cm**, dont **16 cm** qui est la hauteur du corps creux et **4 cm** c'est la hauteur de la table de compression.

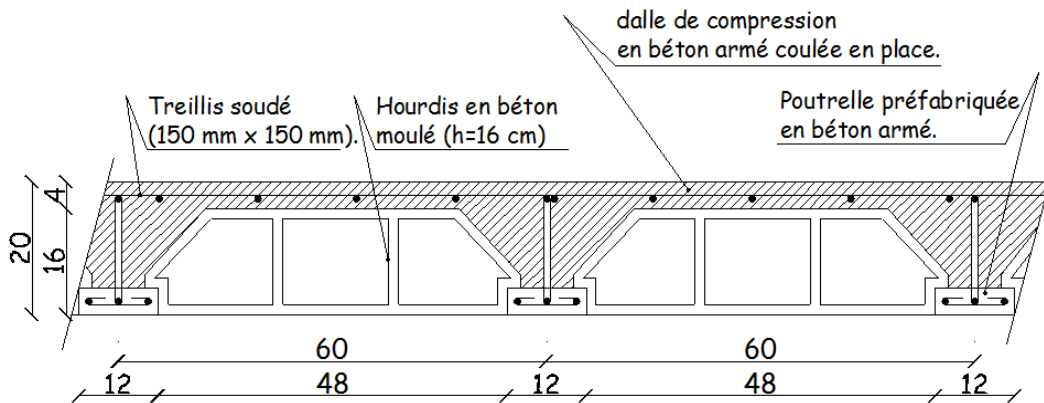


Fig-II-1:Plancher en béton armé avec poutrelles et hourdis (Plancher semi préfabriqué).

II-2-2 : Les dalles pleines

Dans notre bâtiment on a deux types de balcons qui seront réalisées avec des dalles pleines et leurs pré dimensionnement dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

◆ Condition de résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

Avec :

- ◆ L_0 : Portée libre.
- ◆ e : épaisseur de la dalle

1^{er} type :

$$L_0 = 1,00\text{m} \longrightarrow e = 0,1\text{m}$$

On adoptera une épaisseur de **e=10 cm**

2^{ème} type :

$$L_0 = 0,94 \longrightarrow e = 0,094\text{m}$$

On adoptera une épaisseur de **e=9,4 cm**

◆ Résistance au feu

- e=7 cm \longrightarrow pour une heure de coupe-feu.
- e=11 cm \longrightarrow pour deux heures de coupe-feu.
- e=17,5 cm \longrightarrow pour quatre heures de coupe-feu.

◆ Isolation acoustique

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse

$$L = 13,3 \log (10M) \text{ si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \text{ si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m².

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M}{\rho}$$

$$h_0 = \frac{350}{2500} = 14\text{cm}$$

Nous prenons : $h_0=15\text{cm}$

Conclusion :

Donc l'épaisseur de notre dalle pleine est de **15cm** pour les deux types.

II-3 : Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé faisant partie de l'ossature du plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles), on distingue :

- ◆ Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- ◆ Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \text{Et} \quad 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

Ainsi que les trois conditions imposées par le règlement parasismique algérien (RPA 99) c'est-à-dire qu'en zone (**IIa**) :

$$\begin{aligned} b &\geq 20\text{cm} \\ h_t &\geq 30\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} &\leq 4 \end{aligned}$$

$b_{\max} \leq 1,5h + b_1$

Avec:

- ◆ h : hauteur de la poutre,
- ◆ b : largeur de la poutre,
- ◆ L : portée maximum entre nus d'appuis

II-3-1 : Les poutres principales (sens transversal)

Elles supportent les poutres secondaires et les poutrelles et elles se reposent sur des porteurs verticaux (poteaux et voiles).

◆ Calcul de la hauteur

Sachant que, $L=580 - 25=555\text{cm}$ il vient :

$$\frac{555}{15} \leq ht \leq \frac{555}{10} \quad \text{Ce qui donne} \quad 37 \leq ht \leq 55,5$$

On prend : ht=50cm.

◆ Calcul de la largeur

Sachant que, ht=50cm il vient :

$$0,4ht \leq b \leq 0,7ht \quad \text{Ce que donne} \quad 20 \leq b \leq 35$$

On prend : b=40cm.

II-3-2 : Les poutres secondaires (sens longitudinal)

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage.

◆ Calcul de la hauteur

Sachant que, $L=340 - 25=315\text{cm}$ ce que donne $21 \leq ht \leq 31,5$

On prend : ht=40cm.

◆ Calcul de la largeur

Sachant que, ht=30cm ce que donne $16 \leq b \leq 28$

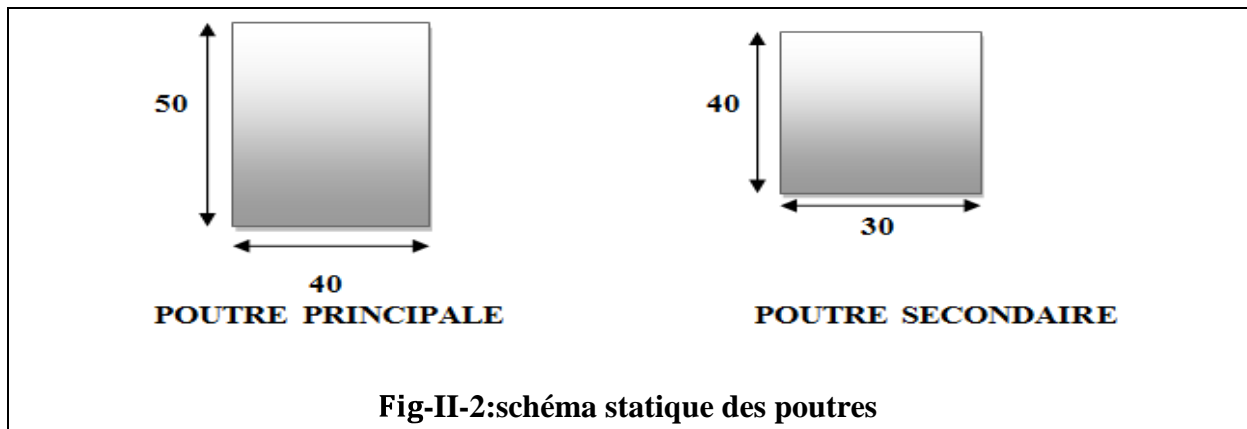
On prend : b=30cm

Conclusion :

Les sections adoptées pour les poutres seront comme suit :

- ◆ Les poutres principales: h=50cm, b=40cm
- ◆ Les poutres secondaires: h=40cm, b=30cm.

Quant aux exigences du (RPA 99), on constate qu'elles sont toutes vérifiées.

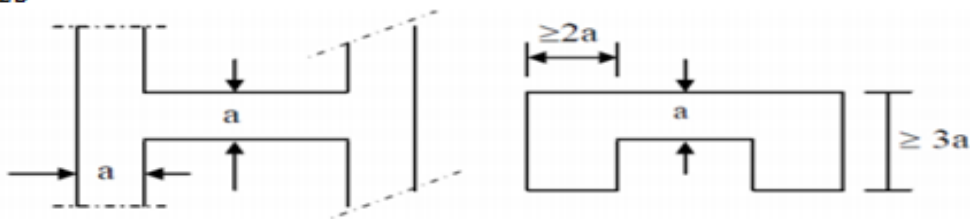


II-4- Les voiles

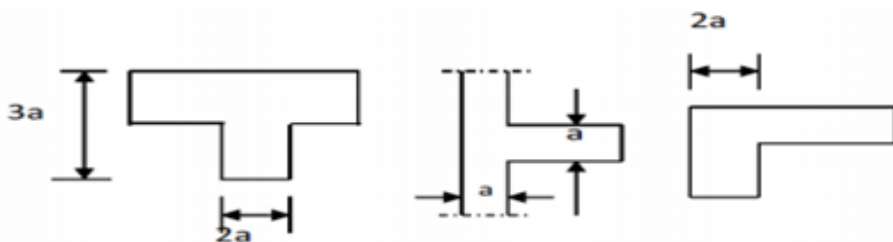
D'après le règlement RPA2003 (Article 7.7.1), on considère comme voiles les éléments satisfaisant la condition : $l_{min} \geq 4a$

L'épaisseur minimale d'un voile : $a_{min} = 15\text{cm}$ De plus l'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités comme il est indiqué sur la figure ci-après :

1) $a \geq \frac{h_e}{25}$



2) $a \geq \frac{h_e}{22}$



3) $a \geq \frac{h_e}{20}$

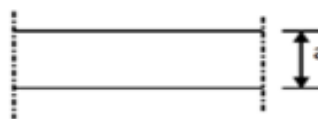


Fig-II-3: Coupe des voiles en plan

Avec :

L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

he : hauteur d'étage.

$$a \geq \max\left(\frac{he}{25}; \frac{he}{22}; \frac{he}{20}\right)$$

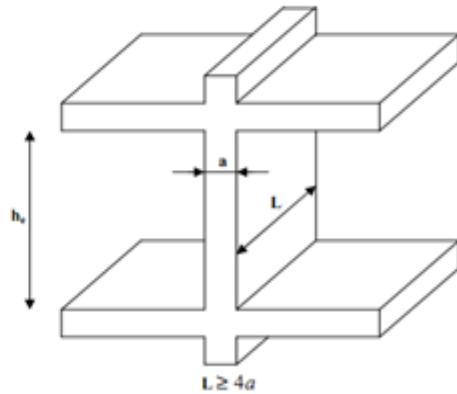


Fig-II-4: Coupe d'un voile en élévation.

Pour le cas de notre structure nous avons le troisième type de voiles c'est-à-dire des voiles linéaires, donc leurs épaisseurs seront comme suit :

$$a \geq \frac{he}{20}$$

- ◆ Pour le RDC bas (commerce)

$$he=435\text{cm} \longrightarrow a \geq \frac{435}{20} = 21,75\text{cm}$$

On opte pour une épaisseur a=25cm

- ◆ Pour le 1^{er} étage (services)

$$he=286\text{cm} \longrightarrow a \geq \frac{286}{20} = 14,3\text{cm}$$

On opte pour une épaisseur a=25cm

- ◆ Pour le RDC haut et les étages courants

$$he=278\text{cm} \longrightarrow a \geq \frac{278}{20} = 13,9\text{cm}$$

On opte pour une épaisseur a=20cm

Conclusion :

On adoptera une épaisseur de **25cm** pour les sous sols et **20cm** pour **RDC** et les **étages courant**.

Pour les deux conditions $a_{\min} = 15 \text{ cm}$ et $l \min \geq 4a$ sont vérifier.

II-5 : Détermination des charges et surcharges

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les surcharges d'exploitation sont donnés par le **DTR B.C.2.2**.

II-5-1 : Charge permanentes

◆ Toiture

Eléments constituant la toiture	Poids surfacique [KN/m ²]
Tuiles mécanique à emboitement (litesaux compris)	0,40
Chevrons et pannes	0,10
Murs pignons	0,90
Charge permanente totale(G)=1,40	

Tableau II-1: Charges revenant à la toiture

◆ Plancher sous toiture

Eléments	Epaisseur	ρ [KN/m ³]	Charge G [KN/m ²]
Plancher en corps Creux	16+4	14	2.80
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
			G = 3,00

Tableau II-2: Charges revenant au Plancher sous toiture

◆ Plancher étage courants

Eléments	Epaisseur	ρ [KN/m ³]	Charge G [KN/m ²]
Carrelages	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,02	18	0,36
Plancher en corps creux dalle de compression	16+4	14	2,80
Enduit plâtre	0,02	10	0,20
Cloison de séparation Interne	0,10	9	0,90
			G= 5,10

Tableau II-3: Charges revenant au Plancher étage courants.

◆ Mur extérieur

Eléments	Epaisseur	ρ [KN/m ³]	Charge G [KN/m ²]
Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Briques creuses	0,10	9	0,90
Lame d'aire	0,05	-	-
Briques creuses	0,10	9	0,90
Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
			G = 2,36

Tableau II-4: Charges revenant au mur extérieur.

◆ Mur intérieur

Eléments	Epaisseur	ρ [KN/m ³]	Charge G [KN/m ²]
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Brique creuse	0,1	9	0,9
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
			G = 1,3

Tableau II-5: Charges revenant aux murs intérieurs.

◆ Dalle pleine

Eléments	Epaisseur	ρ [KN/m ³]	Charge G [KN/m ²]
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine B.A	0,15	25	3,75
Enduit Ciment	0,02	18	0,36
			G = 5,31

Tableau II-6: Charges revenant à la Dalle pleine.

II-5-2 : Charge d'exploitation

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.2.2 comme suit :

Eléments	Surcharge Q [KN/m ²]
Toiture	1,0
Plancher étage courant à usage (habitation)	1,5
Plancher à usage commerce	3,5
Plancher à usage service	2,5
Balcon	3,5
Escalier	2,5

Tableau II-7: Charges d'exploitation.

II-6 : Les poteaux

Le pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tous en vérifiant les exigences du RPA.

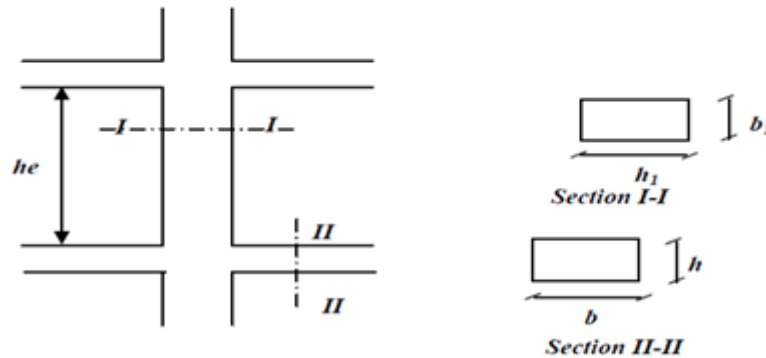


Fig-II-5: schéma statique d'un poteau

Pour un poteau rectangulaire de la **zone IIa**, on a :

- ◆ $\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- ◆ $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- ◆ $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s . tel que : $N_s = G + Q$ avec :

- ◆ **N_s** : effort normal repris par le poteau.
- ◆ **G** : charge permanente.
- ◆ **Q** : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du BAEL 91 en considérant le poteau le plus sollicité.

La section S est donnée par la formule suivante : $S \geq N_s / \sigma_{bc}$

N_s : effort de compressions revenant au poteau qui est considéré égal à $(G+Q)\sigma_{bc}$: contrainte admissible du béton à la compression simple

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

II-6-1 : Descente de charge

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges (le cheminement des efforts) sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau ou voile) appelées surfaces d'influence.

◆ **Surface d'influence**

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité:

$$S_{nette} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S1 = 2,075 \times 1,575 = 3,268 \text{m}^2$$

$$S2 = S1$$

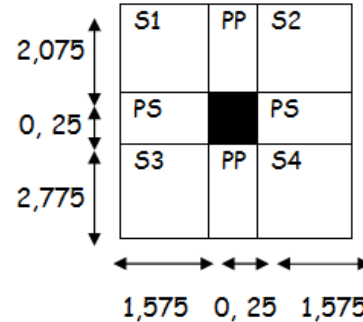
$$S3 = 2,775 \times 1,575 = 4,371 \text{m}^2$$

$$S4 = S3$$

$$S = 3,268 + 3,268 + 4,371 + 4,371$$

$$S_{nette} = 15,278 \text{m}^2$$

$$S_{brute} = 3,4 \times 5,1 = 17,34 \text{m}^2$$



◆ **Calcul de X, Y :**

Dans notre cas on a 2 pentes différentes α_1 et α_2 .

Calcul α_1 :

On a: $\tan \alpha_1 = 2,52/9,17 = 0,27$ d'où: $\alpha_1 = 15,11^\circ$

Calcul X

$\cos \alpha_1 = L/X \rightarrow X = L / \cos \alpha_1 = 9,17 / \cos 15,11 = 9,50$

Calcul de α_2 :

On a : $\tan \alpha_2 = 2,52/4,0 = 0,63$ D'où : $\alpha_2 = 32,21^\circ$

Calcul Y :

$\cos \alpha_2 = L/Y \rightarrow Y = L / \cos \alpha_2$

$Y = 4,0 / \cos 32,21 = 4,73$

La portée revenant au poteau le plus sollicité est :

$X = 9,5$

$Y = 4,73$

Surface de la toiture

$$S1 = 9,5 \times 1,575 = 14,969,5$$

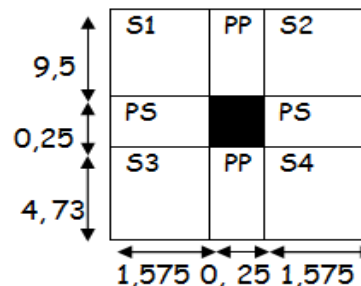
$$S2 = S1 = 0,25$$

$$S3 = 4,73 \times 1,575 = 7,45$$

$$S3 = S4 = 4,73$$

$$St = S1 + S2 + S3 + S4 = 44,82 \text{m}^2$$

D'où $St = 44,82 \text{m}^2$



II-6-2 Poids propre des éléments

◆ **Toiture**

$$PP_{\text{toit}} = G \times St = 1,4 \times 44,82 = 62,748 \text{ KN}$$

◆ **Plancher dernier étage**

$$PP_{\text{dé}} = 3 \times 15,278 = 45,834 \text{ KN}$$

◆ **Plancher étage courant**

$$PP_{\text{éc}} = 5,10 \times 15,278 = 77,918 \text{ KN}$$

◆ **Poutres**

$$\text{Poutres principales : } PP_{\text{pp}} = 0,50 \times 0,40 \times 4,85 \times 25 = 24,25 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres secondaires : } PP_{\text{ps}} = 0,40 \times 0,30 \times 3,15 \times 25 = 9,45 \text{ KN}$$

$$\text{PP poutres} = 24,25 + 9,45 = 33,7 \text{ KN}$$

◆ **Poteaux**

$$\text{Poteau du sous sol1 (commerce) : } PP_{\text{PSS1}} = 0,25 \times 0,25 \times 4,55 \times 25 = 7,109 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau du sous sol2 (service) : } PP_{\text{PSS2}} = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,781 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau du RDC et étage courant : } PP_{\text{p}} = 0,25 \times 0,25 \times 2,98 \times 25 = 4,656 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau de la toiture : } PP_{\text{TOIT}} = 0,25 \times 0,25 \times 2,72 \times 25 = 4,25 \text{ KN}$$

II-6-3 Dégression verticale des surcharges d'exploitation

Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanée d'application des surcharges sur tous les plancher.

Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui est notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n > 5$$

Avec :

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i

n : numéro de l'étage du haut vers le bas

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

Q_0 .

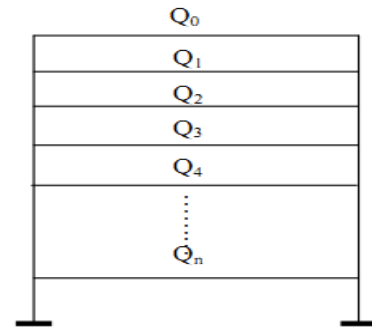
$Q_0 + Q_1$ (étage 1).

$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$;

$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$;

$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$;

$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n (Q_i + \dots + Q_n - Q_{ri}) + \sum_{i=1}^n (Q_{ri})$.



◆ Coefficient de dégression des surcharges

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,666	0,65

Tableau II-8: Coefficients de dégression des surcharges.

◆ Surcharge d'exploitation

Toiture	$Q_{txSt}=44, 82 \times 1=44.82\text{KN}$
Plancher dernier étage	$Q_{DE} \times St = 1 \times 15,278 = 15,28\text{KN}$
Etage courant	$Q_{EC} \times St = 15,278 \times 1, 5 = 22,92\text{KN}$
Etage de service	$Q_{ES} \times St = 15,278 \times 2, 5 = 38,19\text{KN}$
Etage de commerce	$Q_{EC} \times St = 15,278 \times 3, 5 = 53,47\text{KN}$

◆ Les surcharges cumulées

Toiture	$Q_0 = 44, 82 \text{ KN}$
Dernier étage	$Q_0 + Q_1 = 44,82+15,28 = 60,10 \text{ KN}$
4 ^{eme} étage	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 81,11\text{KN}$
3 ^{eme} étage	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 99,83 \text{ KN}$
2 ^{eme} étage	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 116,25 \text{ KN}$
1 ^{eme} étage	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 130,39 \text{ KN}$
RDC	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 142,23 \text{ KN}$
S SOL 2	$Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 164,82 \text{ KN}$
S SOL 1	$Q_0 + 0,666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 192,37 \text{ KN}$

Niveau	Poids Planchers (kN)	Poids Poteaux (kN)	Poids Poutres (kN)	G total (kN)	G cumulé (kN)	Qtotal (kN)	Q cumulé	N= Gc+Qc	Section Trouvée Cm ²	Section Adoptée Cm ²
toiture	62,748	4,25	33,7	100,70	100,70	44,82	44,82	145,52	97,01	35×35
5	45,834	4,656	33,7	84,19	184,89	15,28	60,10	244,99	163,33	40×40
4	77,918	4,656	33,7	116,27	301,16	22,92	81,11	382,27	254,85	40×40
3	77,918	4,656	33,7	116,27	417,43	22,92	99,83	517,26	344,84	45×45
2	77,918	4,656	33,7	116,27	533,7	22,92	116,25	649,95	433,3	45×45
1	77,918	4,656	33,7	116,27	649,97	22,92	130,39	780,36	520,24	45×45
RDC	77,918	4,656	33,7	116,27	766,24	22,92	142,23	908,47	605,65	50×50
S sol2	77,918	4,781	33,7	116,40	882,51	38,19	164,82	1047,33	698,22	50×50
S sol1	77,918	7,109	33,7	118,73	1001,37	53,47	192,37	1193,74	795,83	50×50

Tableau II-9: Récapitulatif de la décente de charges.

II-6-4 Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1)

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois. Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes

- ◆ $\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- ◆ $\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- ◆ $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Avec : b_1 et h_1 les dimensions de poteaux.

h_e : Hauteur d'étagé.

◆ Pour les Poteaux du sous sol1 (50x50)

$h = 4,55\text{m}$

$\text{Min}(50, 50) \geq 25 \text{ cm} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

$\text{Min}(50, 50) \geq h_e / 20 = 22,75 \text{ cm} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

$0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

◆ Pour les Poteaux du sous sol2 (50x50)

$h = 3,06 \text{ m}$

$\text{Min}(50, 50) \geq 25 \text{ cm} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

$\text{Min}(50, 50) \geq h_e / 20 = 15,3 \text{ cm} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

$0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

◆ Pour les Poteaux du RDC (50x50)

$$h = 2,98 \text{ m}$$

$$\text{Min}(50, 50) \geq 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Min}(50, 50) \geq h_e / 20 = 14,9 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

◆ Pour les Poteaux du l'étage 1 ; 2et3 (45x45)

$$h = 2,98 \text{ m}$$

$$\text{Min}(45, 45) \geq 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Min}(45, 45) \geq h_e / 20 = 14,9 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

◆ Pour les Poteaux du l'étage 4et5 (40x40)

$$h = 2,98 \text{ m}$$

$$\text{Min}(40, 40) \geq 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Min}(40, 40) \geq h_e / 20 = 14,9 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

◆ Pour les Poteaux du la toiture (35x35)

$$h = 2,72 \text{ m}$$

$$\text{Min}(35, 35) \geq 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Min}(35, 35) \geq h_e / 20 = 13,6 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

II-6-5 Vérification de la résistance des poteaux au flambement

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

λ : Elancement du poteau

L_f : Longueur de flambement $L_f = 0,7 L_o$

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie du poteau $I = bh^3/12$

B : Section transversale du poteau $B = hb$

L_o : Hauteur libre du poteau $L_o = h_e$

$$\lambda = \frac{0,7l_o}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_o}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{hb}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7l_o}{h} = 2,42 \frac{l_o}{h}$$

- ◆ Pour les Poteaux du sous sol1 (50x50)
Lo=4,35m
b=0,50m
 $\lambda = 2,42 \times (4,35/0,50) = 26,32 \leq 50 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- ◆ Pour les Poteaux du sous sol2 (50x50)
Lo=2,86m
b=0,50m
 $\lambda = 2,42 \times (2,86/0,50) = 13,84 \leq 50 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- ◆ Pour les Poteaux du RDC (50x50)
Lo=2,78m
b=0,50m
 $\lambda = 2,42 \times (2,78/0,50) = 13,45 \leq 50 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- ◆ Pour les Poteaux du 1 ; 2et3 étages (45x45)
Lo=2,78m
b=0,45m
 $\lambda = 2,42 \times (2,78/0,45) = 14,95 \leq 50 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- ◆ Pour les Poteaux du 4et5 étages (40x40)
Lo=2,78m
b=0,40m
 $\lambda = 2,42 \times (2,78/0,40) = 16,82 \leq 50 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- ◆ Pour les Poteaux du la toiture (35x35)
Lo=2,52m
b=0,35m
 $\lambda = 2,42 \times (2,52/0,35) = 17,42 \leq 50 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Conclusion

Les Sections (cm²) des poteaux adoptés pour notre structure sont comme suite :

- ◆ Pour les Poteaux des sous-sols et RDC (50x50)
- ◆ Pour les Poteaux du 1 ; 2et3 étages (45x45)
- ◆ Pour les Poteaux du 4et5 étages (40x40)
- ◆ Pour les Poteaux du la toiture (35x35).

Les conditions du RPA sont vérifiées et il n'y a pas de risque vis-à-vis du flambement pour les poteaux donc ces sections sont admissibles.

III-1 : Introduction

On va entamée une nouvelle étape c'est de calculer les éléments de notre ouvrage tels que : les planchers, les escaliers, les balcons, la charpente, la poutre palière et la poutre de chaînage.

Ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale et l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications

III-2 : Calcul des planchers (Planchers en corps creux) :

Dans notre ouvrage, le calcul se fera pour un plancher le plus sollicité constitué en corps creux d'épaisseur (16+4) qui a été effectué au **chapitre II** repose sur des poutrelles préfabriquées, et disposer suivant le sens de la petite portée.

III-2-1 : la dalle de compression

La dalle de compression en béton de **4cm** d'épaisseur est coulée sur place, Il est armé d'un quadrillage de barres (treillis soudé) dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser : **[BAEL 91/B.6.8,423]**

- ◆ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- ◆ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

Ayant pour but de :

- ◆ Limiter les risques de fissurations par retrait.
- ◆ Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- ◆ Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines

1-La largeur de la dalle de compression

Les poutrelles sont des poutres de section en **T** il est nécessaire de définir la largeur efficace de la table de compression.

Cette largeur définit la dimension **b** de la zone comprimée qui participe effectivement à la capacité de résistance en flexion.

La largeur **b₁** de la table de compression qu'il y a lieu d'admettre d'un côté de la nervure de la poutre fléchie est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

$$b_1 \leq \min (L/2, L_0/10, 8h_0)$$

Avec :

$h = 16 + 4$: Hauteur de la poutrelle.

$h_0 = 4\text{cm}$: Épaisseur de la dalle de compression

$b_0 = 12\text{cm}$: Largeur de la nervure.

b_1 : Largeur de l'hourdis de chaque côté de la nervure

$L_0 = 340\text{cm}$: Longueur de la plus grande travée.

$L = 65 - 12 = 53\text{cm}$: Distance entre deux parements voisins des deux poutrelles.

Donc :

$$b_1 \leq \min (53/2, 340/10, 8 \times 4)$$

$$b_1 = 26,5\text{cm}$$

$$b = 2 b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12$$

Finalemment : b = 65cm

2-Calcul des armatures

Les sections des armatures doivent normalement satisfaire aux conditions définies ci-après :

◆ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles A_{\perp}**

$$\text{Si : } l_x \leq 50 \rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$$

$$\text{Si : } 50 \leq l_x \leq 80 \rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4l_x}{f_e}$$

Avec :

l_x : l'écartement entre axes des nervures [cm]

f_e : étant la limite d'élasticité de l'acier utilisé exprimée en [MPa] ou [N/mm²]

A_{\perp} :section des armatures perpendiculaires aux nervures exprimée en [cm² /ml]

Application numérique

$$l_x = 65\text{cm} \quad \text{Donc } 50 \leq l_x \leq 80 \rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4l_x}{f_e}$$

$$\text{D'où } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5\text{cm}^2/\text{ml}$$

Selon le tableau des armatures, nous adoptons 4Ø4 avec un espacement $e = 25\text{cm}$. Celui-ci étant supérieur à 20 cm, donc nous adoptons $A_{\perp} = 5\text{Ø}4 = 0,63\text{ cm}^2$ avec $e = 20\text{cm}$.

◆ **Armatures parallèles aux poutrelles ($A_{//}$)**

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

Avec :

$A_{//}$: armatures parallèles aux nervures exprimée en [cm² /ml]

Application numérique

$$A_{//} \geq \frac{0,63}{2} = 0,315\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit 4Ø4 = 0,50 cm² avec un espacement $e = 25\text{cm}$

Enfinement, nous adoptons un treillis soudé (5.4.200.250)

III-2-2 : les poutrelles

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes, avant et après le coulage de la dalle de compression.

1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités, Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier estimé à 100kg

1-Chargement

- ◆ Poids propre de la poutrelle..... $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12$ KN/ml
- ◆ Poids des corps creux $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62$ KN/ml
- ◆ Poids de la main d'ouvrier $Q = 1$ KN/ml

2-Ferraillage à l'ELU

La combinaison de charge à considérer : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$$q_u = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

Le moment en travée :

$$M_t = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{2,5 \times (3,40)^2}{8} = 3,61 \text{ KNm}$$

L'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2,5 \times 3,40}{2} = 4,25 \text{ KN}$$

3-calcul des armatures

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec} \quad f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,61 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 5,30$$

$\mu_u = 5,30 \gg \mu_i = 0,392 \rightarrow$ La section est doublement armée

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charge et surcharges aux quelles elles sont soumises avant coulage ; Ces étais sont en général distant de (0.80 à 1.20) m.

2^{ere} étape : Après le coulage de dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastree partiellement à ses extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher

1-Combinaisons de charges

◆ Charge permanente

Poids propre du plancher : $G = 5,1 \times 0,65 = 3,32$ KN /ml

Poids propre du plancher dernier étage: $G = 3,00 \times 0,65 = 1,95$ KN /ml

◆ Surcharge d'exploitation

Usage d'habitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,98$ KN /ml

Usage de commerce : $Q = 3,5 \times 0,65 = 2,28$ KN /ml

Usage de service : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,63$ KN /ml

Dernier étage : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65$ KN /ml

Note : Nous allons calculer la poutrelle du plancher de SOUS SOL partie commerce, parce qu'elle est plus sollicitée que celle des autres étages puis on adopte le même ferrailage pour toutes les planchers

2-Détermination des charges

Charges permanentes $G = 5.1 \times 0.65 = 3,32 \text{ KN / ml}$

Charges d'exploitation $Q = 5 \times 0.65 = 3,25 \text{ KN/ml}$

3-Choix de la méthode

Les efforts internes sont déterminés selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivantes :

- ◆ Méthode forfaitaire.
- ◆ Méthode de Caquot.
- ◆ Méthode des trois moments

4-Méthode forfaitaire (faible surcharge)

Pour déterminer les moments sur appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées (Art B.6. 210/BAEL91 modifié 99)

1. La charge $Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} 2G = 6,64 \text{ KN / ml} \\ Q = 3,25 \text{ KN/ml} \end{array} \right. \quad Q=3,25\text{KN/ml} \leq 2G=6,64\text{KN/ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. L'inertie est constante sur toutes les travées de la poutre \rightarrow condition vérifiée

3. La fissuration est considérée comme non préjudiciable \rightarrow condition vérifiée

4. les portées successives sont dans un rapport compris entre (0.8 et 1.25)

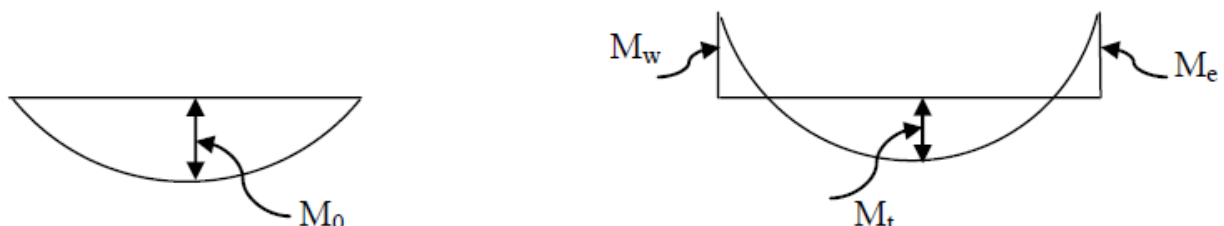
$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3,10}{3,20} = 0,97 ; \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{3,20}{3,40} = 0,94 \quad \rightarrow \quad 0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable

5-Principe de la méthode

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées M_t et au niveau des appuis M_w et M_e à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale de moment M_0 à la travée qui est supposée isostatique, indépendante, de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.



6-Exposé de la méthode

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

M₀ : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

Avec : **L** : longueur de la travée entre nus d'appuis.

q : charge uniformément répartie

M_w et **M_e** sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement.

M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

Les valeurs de **M_e**, **M_w** et **M_t** doivent vérifier les conditions suivantes:

- ◆ $M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max\{1,05M_0; 1 + 0,3\alpha M_0\}$
- ◆ $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$ dans le cas d'une travée intermédiaire
- ◆ $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$ dans le cas d'une travée de rive

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- ◆ 0.6M₀ dans le cas d'une poutre à deux travées
- ◆ 0.5M₀ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- ◆ 0.4M₀ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- ◆ 0.3M₀ pour les appuis de rive semi encastrés

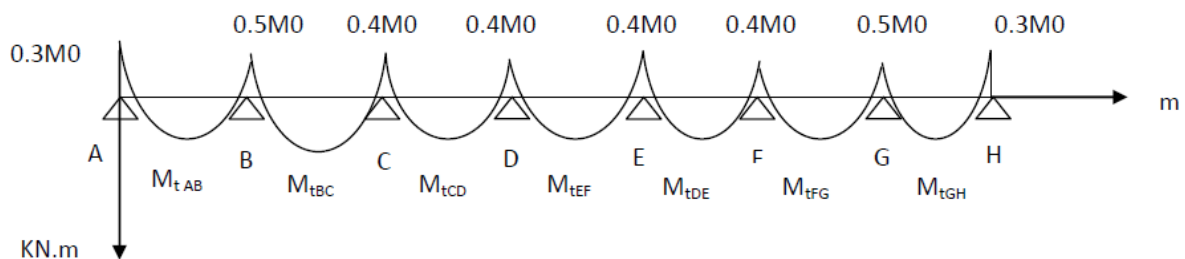


Fig. III-2-1: Diagramme des moments d'une poutre continue

III-2-3 : Application de la méthode

Dans notre cas, on a une poutre sur six (07) appuis, on aura donc le diagramme suivant :

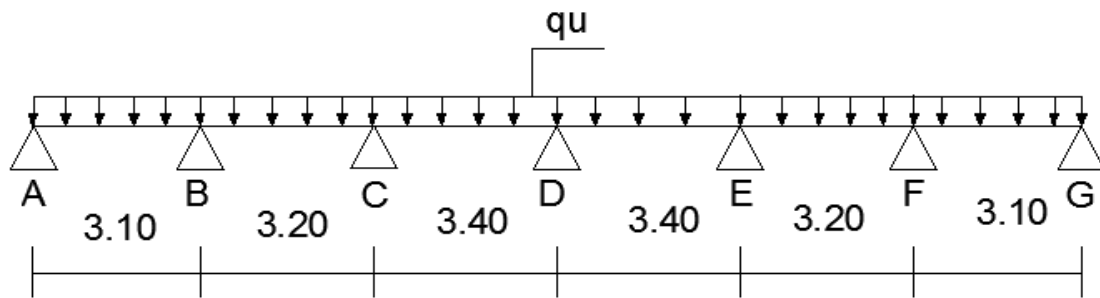


Fig III-2-2: Schéma statique de la poutre continue

III-2-3-1 : Combinaison des charges

- ◆ à l'ELU $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(3,32) + 1,5(3,25) = 9,36\text{KN/ml}$
- ◆ à l'ELS $q_s = G + Q = 3,32 + 3,25 = 6,57\text{KN/ml}$

III-2-3-2 : Calcul du rapport de charge (α) et des fonctions $F(\alpha)$

- ◆ $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{3,25}{3,25+3,32} = 0,49 \quad 0 \leq \alpha = 0,49 \leq \frac{2}{3}$
- ◆ $1 + 0,3\alpha = 1,147$
- ◆ $\frac{1+0,3\alpha}{2} = \frac{1,147}{2} = 0,57$
- ◆ $\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = \frac{1,347}{2} = 0,67$

III-2-3-4 : Calcul des moments fléchissant à l'ELU

$$q_u = 9.36\text{KN/ml}$$

1)-Moment isostatique M_{0i}

- ◆ $M_{01} = \frac{q l^2}{8} = \frac{9,36 \times 3,10^2}{8} = 11,24\text{KNm}$
- ◆ $M_{02} = \frac{q l^2}{8} = \frac{9,36 \times 3,20^2}{8} = 11,98\text{KNm}$
- ◆ $M_{03} = \frac{q l^2}{8} = \frac{9,36 \times 3,40^2}{8} = 13,53\text{KNm}$
- ◆ $M_{04} = M_{03} = 13,53\text{KNm}$
- ◆ $M_{05} = M_{02} = 11,98\text{KNm}$
- ◆ $M_{06} = M_{01} = 11,24\text{KNm}$

2)-Calcul des moments sur appuis

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 11,24 = 3,37 \text{ KNm}$$

$$M_B = 0,5M_{\max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 11,98 = 5,99 \text{ KNm}$$

$$M_C = 0,4 \text{ Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 13,53 = 5,41 \text{ KNm}$$

$$M_D = 0,4 \text{ Max} (M_{03}; M_{04}) = 0,4 \times 13,53 = 5,41 \text{ KNm}$$

$$M_E = 0,4 \text{ Max} (M_{04}; M_{05}) = 0,4 \times 13,53 = 5,41 \text{ KNm}$$

$$M_F = 0,5 \text{ Max} (M_{05}; M_{06}) = 0,5 \times 11,98 = 5,99 \text{ KNm}$$

$$M_G = 0,3 M_{06} = 0,3 \times 11,24 = 3,37 \text{ KNm}$$

3)-Moments en travées

$$\text{Travée AB} \begin{cases} M_{tAB} \geq -\frac{3,37+5,99}{2} + 1,147 \times 11,24 = 8,21 \text{ KNm} \\ M_{tAB} \geq 0,67 \times 11,24 = 7,53 \text{ KNm} \end{cases}$$

Soit : $M_{tAB} = 8,21 \text{ KNm}$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} M_{tBC} \geq -\frac{5,99+5,41}{2} + 1,147 \times 11,98 = 8,04 \text{ KNm} \\ M_{tBC} \geq 0,57 \times 11,98 = 6,83 \text{ KNm} \end{cases}$$

Soit : $M_{tBC} = 8,04 \text{ KNm}$

$$\text{Travée CD} \begin{cases} M_{tCD} \geq -\frac{5,41+5,41}{2} + 1,147 \times 13,53 = 10,11 \text{ KNm} \\ M_{tCD} \geq 0,57 \times 13,53 = 7,71 \text{ KNm} \end{cases}$$

Soit : $M_{tCD} = 10,11 \text{ KNm}$

$$\text{Travée DE} \begin{cases} M_{tDE} \geq -\frac{5,41+5,41}{2} + 1,147 \times 13,53 = 10,11 \text{ KNm} \\ M_{tDE} \geq 0,57 \times 13,53 = 7,71 \text{ KNm} \end{cases}$$

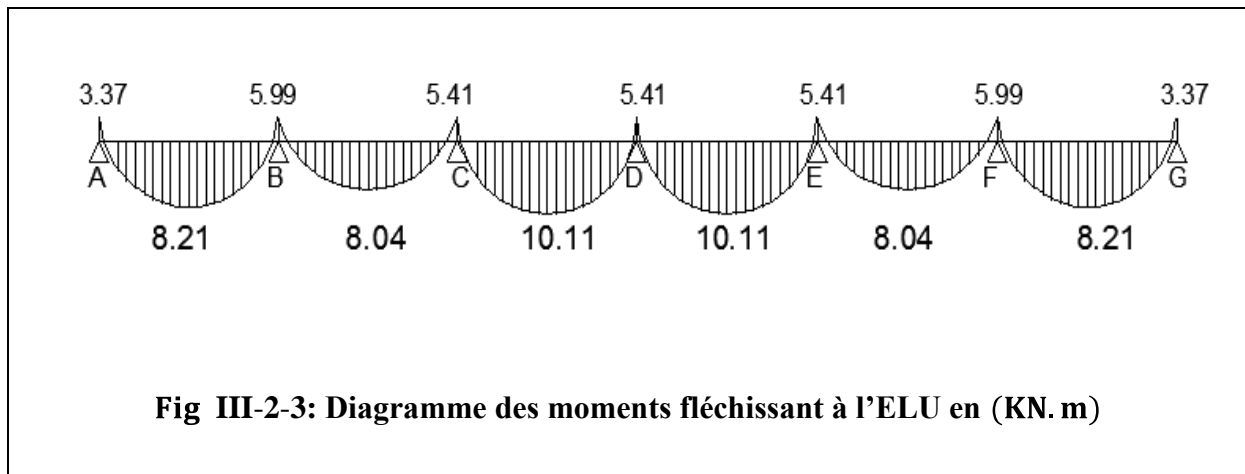
Soit : $M_{tDE} = 10,11 \text{ KNm}$

$$\text{Travée EF} \left\{ \begin{array}{l} M_{tEF} \geq -\frac{5,41+5,99}{2} + 1,147 \times 11,98 = 8,04 \text{KNm} \\ M_{tEF} \geq 0,57 \times 11,98 = 6,83 \text{KNm} \end{array} \right.$$

Soit : $M_{tEF} = 8,04 \text{KNm}$

$$\text{Travée FG} \left\{ \begin{array}{l} M_{tFG} \geq -\frac{5,99+3,37}{2} + 1,147 \times 11,24 = 8,21 \text{KNm} \\ M_{tFG} \geq 0,67 \times 11,24 = 7,53 \text{KNm} \end{array} \right.$$

Soit : $M_{tFG} = 8,21 \text{KNm}$



III-2-3-5 : Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante

$$T_x = \theta_x + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Avec : $\theta_{x=0} = \frac{q_u \times L}{2}$ et $\theta_{x=L} = -\frac{q_u \times L}{2}$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{q_u \times L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_e = -\frac{q_u \times L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{array} \right.$$

- ◆ $T(x)$ effort tranchant sur appui ;
- ◆ $\theta(x)$ effort tranchant de la travée isostatique ;
- ◆ M_i et M_{i+1} moment sur appuis $i, i+1$ respectivement en valeur algébrique ;

- ◆ T_w effort tranchant sur appui gauche de la travée ;
- ◆ T_e effort tranchant sur appui droit de la travée ;
- ◆ L longueur de la travée

Application :

$$\text{Travée AB} \left\{ \begin{array}{l} T_A = \frac{9,36 \times 3,10}{2} + \frac{-5,99 + 3,37}{3,10} = 13,66\text{KN} \\ T_B = -\frac{9,36 \times 3,10}{2} + \frac{-5,99 + 3,37}{3,10} = -15,35\text{KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée BC} \left\{ \begin{array}{l} T_B = \frac{9,36 \times 3,20}{2} + \frac{-5,41 + 5,99}{3,20} = 15,16\text{KN} \\ T_C = -\frac{9,36 \times 3,20}{2} + \frac{-5,41 + 5,99}{3,20} = -14,79\text{KN} \end{array} \right.$$

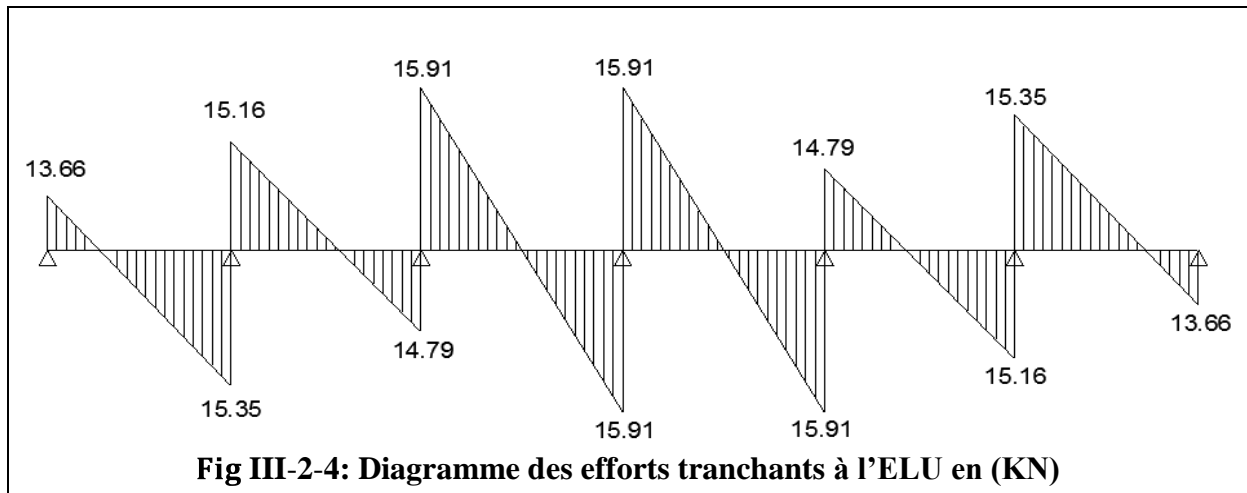
$$\text{Travée CD} \left\{ \begin{array}{l} T_C = \frac{9,36 \times 3,40}{2} + \frac{-5,41 + 5,41}{3,40} = 15,91\text{KN} \\ T_D = -\frac{9,36 \times 3,40}{2} + \frac{-5,41 + 5,41}{3,40} = -15,91\text{KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée DE} \left\{ \begin{array}{l} T_D = \frac{9,36 \times 3,40}{2} + \frac{-5,41 + 5,41}{3,40} = 15,91\text{KN} \\ T_E = -\frac{9,36 \times 3,40}{2} + \frac{-5,41 + 5,41}{3,40} = -15,91\text{KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée EF} \left\{ \begin{array}{l} T_E = \frac{9,36 \times 3,20}{2} + \frac{-5,99 + 5,41}{3,20} = 14,79\text{KN} \\ T_F = -\frac{9,36 \times 3,20}{2} + \frac{-5,99 + 5,41}{3,20} = -15,16\text{KN} \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée FG} \\ \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} T_F = \frac{9,36 \times 3,10}{2} + \frac{-3,37 + 5,99}{3,10} = 15,35 \text{KN} \\ \\ T_G = -\frac{9,36 \times 3,10}{2} + \frac{-3,37 + 5,99}{3,10} = -13,66 \text{KN} \end{array}$$

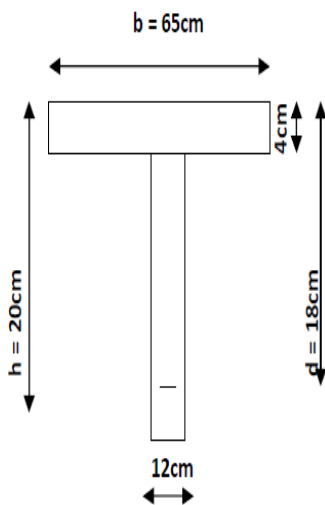
Le diagramme des efforts tranchants sera représenté comme suite



III-2-3-6: Ferrailage De La Poutrelle à L'ELU :

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal

En travée $M_t^{\max} = 10,11 \text{KNm}$; Sur appui $M_{ap}^{\max} = 5,99 \text{KNm}$



- ◆ $b = 65\text{cm}$ (largeur de la table de compression)
- ◆ $h = 20\text{cm}$ (hauteur total de plancher)
- ◆ $b_0 = 12\text{cm}$ (largeur de la nervure)
- ◆ $h_0 = 4\text{cm}$ (épaisseur de la table de compression)
- ◆ $c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieures)
- ◆ $d = 18\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieures jusqu'à la fibre la plus comprimée).

Fig III-2-5: Caractéristiques géométriques de la poutre

III-2-3-6-1: Armatures longitudinales

1)-En travée : $M_t^{\max} = 10,11 \text{KNm}$

On parle d'abord du moment équilibré par la dalle de compression

$$M_0 = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) F_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 14,2 \times 10^3 = 59,072 \text{KNm}$$

$$M_0 = 59,072 \text{KNm} \gg M_t^{\max} = 10,11 \text{KNm}$$

L'axe neutre se situe dans la table de compression, la section en T à calculer sera donc considérée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}$

$$\text{Calcul de } \mu_u : \quad \mu_u = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,11}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$\mu_u = 0,034 < \mu_i = 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,11}{0,983 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} = 1,64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

2)-Aux appuis : $M_{ap}^{\max} = 5,99 \text{KNm}$

Puisque le béton tendu est négligeable, on fera notre calcul pour une section rectangulaire de section $(b \times h)$

$$\mu_u = \frac{M_{ap}^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5,99}{0,12 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,108 \rightarrow \beta = 0,943$$

$$\mu_u = 0,108 < \mu_i = 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ap}^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,99}{0,943 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{sa} = 1\text{HA}12 = 1,13 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

III-2-3-6-2: Armatures transversales : [Art A.7.2 ,21/BAEL 91 modifié 99]

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max}\right)$$

- ◆ ϕ_t : Diamètre des armatures transversales
- ◆ ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 100\right) = 0,57 \text{ cm}$$

$\emptyset_t \leq 0,57\text{cm}$ On prend un cadre 2 $\emptyset 8$ avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1\text{cm}^2$
Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\emptyset 8$

L'espace des armatures transversales

$$S_t \leq \min 0,9d; 40\text{cm} = 16,2\text{cm}$$

On prend $S_t = 15\text{ cm}$

III-2-3-7: Vérification à l'ELU

1-Vérification de la condition de non fragilité du béton

$$A_{\min} \geq \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26\text{cm}^2$$

◆ Aux appuis :

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \\ A_{sa} = 1,13\text{cm}^2 \end{cases} \longrightarrow A_{\min} < A_{sa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

◆ En travée :

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \\ A_{st} = 2,36\text{cm}^2 \end{cases} \longrightarrow A_{\min} < A_{st} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2-vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1.1/ BAEL91 modifié 99).

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau_u$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{15,91 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,74\text{MPa}$$

$$\tau_u = \min 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,74\text{ MPa} \leq \tau_u = 3,33\text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On conclut que les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement)

3-vérification de la contrainte d'adhérences

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \tau_{se}$

Avec

$$\tau_{se} = \frac{T^{\max}}{0,9d U_i}$$

$U_i = n\phi\pi$: Somme des périmètres utiles

$$\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

◆ En travée

$$U_i = 3 \times 3,14 \times 1 = 9,42 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15,91 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 1,04 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,04 \text{MPa} \leq \tau_{se} = 3,15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

◆ Aux appuis

$$U_i = 1 \times 3,14 \times 1,2 = 3,77 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15,91 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 37,7} = 2,61 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,61 \leq \tau_{se} = 3,15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4-Ancrage des barres aux appuis

$$\tau_{se} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{cm}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les aciers HA

$$\text{On prend : } L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,9 \text{cm}$$

5-Influence de l'effort tranchant sur le béton: (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $T_u^{\max} \leq 0,4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ avec $a = 0,9d$

$$T_u^{\max} \leq 0,4 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times \frac{25}{1,5} = 129,6 \text{KN}$$

◆ Appuis de rive :

$$T_{\max} = 15,35 \text{KN} < T_u^{\max} = 129,6 \text{KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

◆ **Appuis intermédiaires :**

$$T_{\max} = 15,91\text{KN} < T_u^{\max} = 129,6\text{KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

6- Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d})$

◆ **Appuis de rive :**

$$A_a \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} 13,66 - \frac{3,37}{0,9 \times 0,18} = -0,21\text{cm}^2$$

$$A_a = 1,13\text{cm}^2 > -0,21\text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

◆ **Appuis intermédiaires :**

$$A_a \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} 15,91 - \frac{5,99}{0,9 \times 0,18} = -0,61\text{cm}^2$$

$$A_a = 1,13\text{cm}^2 > -0,61\text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III-2-3-8:Ferrailage De La Poutrelle à L'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont associées sont

- ◆ état limite de résistance de béton à la compression ;
- ◆ état limite de déformation ;
- ◆ état limite de l'ouverture des fissures

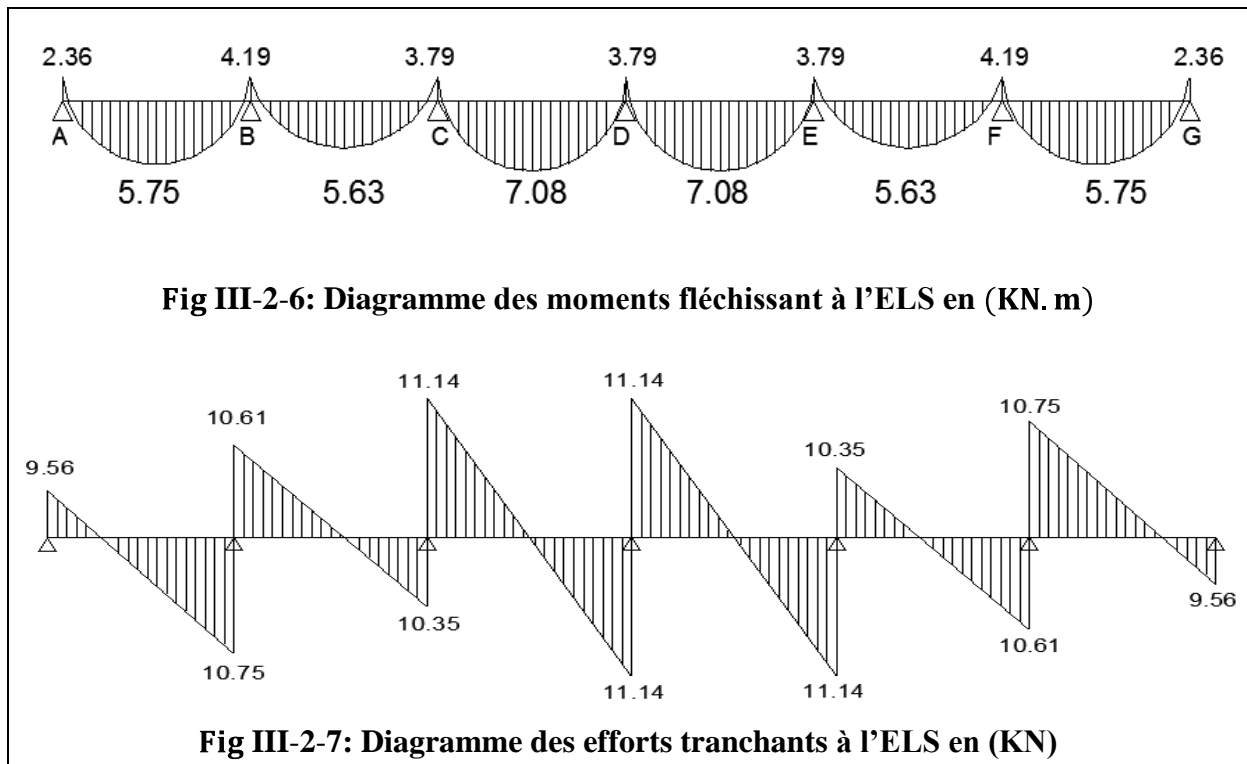
Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS.

◆ à l'ELU $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(3,32) + 1,5(3,25) = 9,36\text{KN/ml}$

◆ à l'ELS $q_s = G + Q = 3,32 + 3,25 = 6,57\text{KN/ml}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{6,57}{9,36} = 0,70$$

III-2-3-9: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants



III-2-3-10: Vérifications à l'ELS

1-vérification de la résistance du béton à la compression

Il ya lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$

Avec : $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

Et : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}$ contrainte de traction des aciers

β et K_1 Sont en fonction de ρ_1 avec $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d}$

◆ Sur appuis

La contrainte dans les aciers

$$\sigma_s \leq \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{sa}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,52 \rightarrow \begin{matrix} \beta_1 = 0,893 \\ K_1 = 31,52 \end{matrix}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{4,19 \times 10^6}{0,893 \times 180 \times 1,13 \times 10^2} = 230,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 230,68 \text{ MPa} \leq \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{230,68}{31,52} = 7,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,32 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

◆ En travées

La contrainte dans les aciers

$$\sigma_s \leq \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{sa}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,07}{12 \times 18} = 0,96 \rightarrow \begin{matrix} \beta_1 = 0,863 \\ K_1 = 21,37 \end{matrix}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{7,08 \times 10^6}{0,863 \times 180 \times 1,13 \times 10^2} = 230,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 230,68 \text{ MPa} \leq \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{230,68}{31,52} = 7,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,32 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

2-état limite de déformation

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\begin{aligned} \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{h}{L} &\geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 d} &\leq \frac{3,6}{f_e} \end{aligned}$$

Avec :

h: Hauteur totale de la section.

L: Portée libre maximale.

M_t : Moment maximum de flexion.

b_0 : Largeur de nervure

$$\diamond \frac{h}{L} = \frac{20}{340} = 0,059 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \frac{h}{L} = \frac{20}{340} = 0,059 \geq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{7,08}{15 \times 9,47} = 0,050 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2,07}{12 \times 18} = 0,009 \leq \frac{3,6}{f_e} = 0,009 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

3-état limite de l'ouverture des fissures

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire

III-3 : Calcul des balcons

Notre bâtiment comporte un balcon réalisé en dalle pleine de **15 cm** d'épaisseur (**voire chapitre II**), assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive, faisant suite à la dalle du plancher, soumis à des charges permanentes **G**, ainsi qu'aux charges d'exploitations **Q**, le calcul du ferrailage se fera pour une bonde de **1ml** de largeur dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est comme suit :

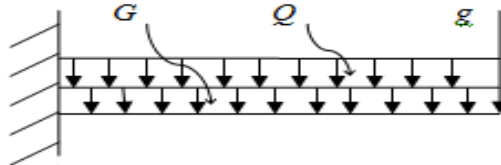


Fig III-3-1: Schéma statique du balcon

G : Charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.
Q : Surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.
g : Charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur et 1m de hauteur.

III-3-1 : Détermination des charges et surcharges

- ◆ **Charges permanentes de la dalle**
 $G=5,31\text{KN/m}^2$
- ◆ **Charge concentrée du garde corps**
 $g=1,62\text{KN/m}^2$
- ◆ **Surcharge d'exploitation**
 $Q=3,5\text{KN/m}^2$

III-3-2 : Combinaisons de charges

- ◆ **à l'ELU :**

1-La dalle

$$q_{u1} = (1.35G + 1.5 Q) \times 1 = (1.35 \times 5.31) + (1.5 \times 3.5) \times 1 = 12.42 \text{ kN/ml}$$

2- garde corps

$$q_{u2} = (1.35 \times g) \times 1 \times 1 = 1.35 \times 1.62 \times 1 \times 1 = 2.19 \text{ kN}$$

- ◆ **à l'ELS :**

1-La dalle

$$q_{s1} = G + Q \times 1 = 5,31 + 3,5 \times 1 = 8,81\text{KN/ml}$$

2- garde corps

$$q_{s2} = g \times 1 \times 1 = 1,62 \times 1 \times 1 = 1,62\text{KN}$$

III-3-3 : Calcul à l'ELU

1-le moment provoqué par la charge q_{u1} est :

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1} \times L^2}{2} = \frac{12,42 \times 1,18^2}{2} = 8,65 \text{KNm}$$

2-le moment provoqué par la charge q_{u2} est :

$$M_{qu2} = q_{u2} \times L = 2,19 \times 1,18 = 2,58$$

→ **le moment total est : $M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 11,23 \text{KNm}$**

3-Calcul de l'effort tranchant :

$$T^{\max} = q_{u1} \times L + q_{u2} = 12,42 \times 1,18 + 2,19 = 16,85 \text{KN}$$

III-3-4 : Ferrailage

◆ **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,23}{1 \times 0,12^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,055$$

$$\mu_u = 0,055 < \mu_i = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,055 \rightarrow \beta = 0,972$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11,23}{0,972 \times 0,12 \times 348 \times 10^3} = 2,77 \text{cm}^2$$

Soit : 5HA10 = 3,93cm² Avec : St = 100/5 = 20cm

◆ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{cm}^2$$

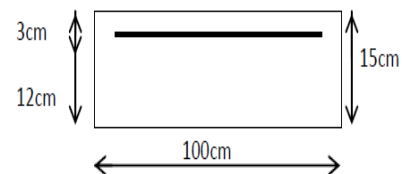
Soit : 4HA8 = 2,01 cm² avec un espacement : St = 25 cm

III-3-5 : Vérification à l'ELU :

1-Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 100 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{cm}^2$$

$A_{\min} = 1,45 \text{cm}^2 < A_s = 2,77 \text{cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée**



2-Vérification de la condition de l'adhérence des barres

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \tau_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d U_i}$$

Somme des périmètres utiles : $U_i = n\phi\pi = 5 \times 3,14 \times 1 = 15,7\text{cm}$

$$\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{16,85 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 157} = 0,99\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,99\text{MPa} \leq \tau_{se} = 3,15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3-Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau_u$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{16,85 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,14\text{MPa}$$

$$\tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,14\text{MPa} \leq \tau_u = 2,5\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement=>Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

4-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

On doit vérifier que : $T_u^{\max} \leq 0,4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ avec $a = 0,9d$

$$T_u^{\max} \leq 0,4 \times 1000 \times 0,9 \times 120 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1,5} = 720\text{KN}$$

$$T_u^{\max} = 16,85\text{KN} < T_u^{\max} = 129,6\text{KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

5-Calcul de la longueur d'ancrage

$$\tau_{se} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{MPa}$$

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27\text{cm}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les aciers HA

$$\text{On prend : } L_s = 0,4 \times 35,27 = 14\text{cm}$$

6-Vérification de l'écartement des barres

Armatures principales : $St = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$ — Condition vérifiée

Armatures secondaires: $St = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$. — Condition vérifiée

III-3-6 : Calcul à l'ELS

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable

III-3-6-1: Calcul des efforts internes à l'ELU :

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = \frac{q_{s1} \times L^2}{2} + q_{s2} \times L = \frac{8,81 \times 1,18^2}{2} + 1,62 \times 1,18 = 8,05 \text{KNm}$$

$$T^{\max} = q_{s1} \times L + q_{s2} = 8,81 \times 1,18 + 1,62 = 12,02 \text{KN}$$

1-Vérification des contraintes dans le béton

Il ya lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{MPa}$

Et : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}$ contrainte de traction des aciers

β et K_1 Sont en fonction de ρ_1 avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,93}{12 \times 100} = 0,328 \rightarrow \begin{matrix} \beta_1 = 0,911 \\ K_1 = 40,87 \end{matrix}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{8,05 \times 10^6}{0,911 \times 120 \times 3,93 \times 10^2} = 187,37 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{187,37}{40,87} = 4,58 \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4,58 \text{MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée

2-Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures

$\sigma_s \leq \sigma_s = \text{Min} \frac{2}{3} f_e; \text{Max } 0,5 f_e; 110 \overline{\eta f_{tj}}$ Fissuration préjudiciable.

$$\sigma_s \leq \sigma_s = \text{Min} \frac{2}{3} \times 400; \text{Max } 0,5 \times 400; 110 \overline{1,6 \times 2,1} = 201,63 \text{MPa}$$

$\sigma_s = 187,37 \text{MPa} \leq \sigma_s \leq \sigma_s = 201,63 \text{MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée

3-Vérification de la flèche

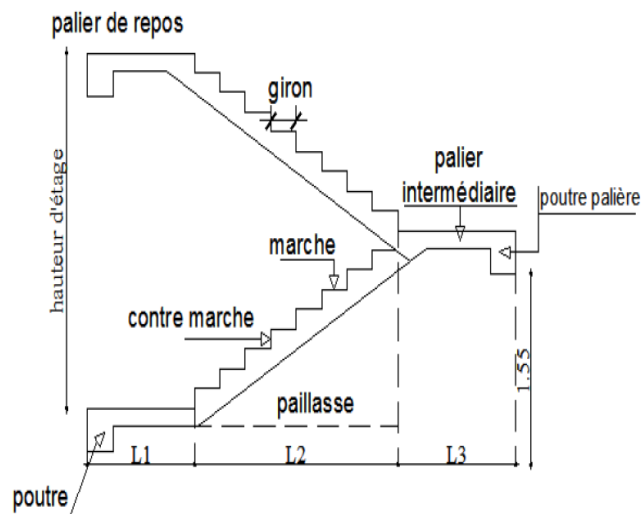
D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$
$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0}$$
$$\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

- ◆ $\frac{h}{L} = \frac{15}{118} = 0,127 \geq \frac{1}{16} = 0,063 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$
- ◆ $\frac{h}{L} = \frac{15}{118} = 0,127 \geq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{8,05}{10 \times 8,05} = 0,1 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$
- ◆ $\frac{A_s}{bd} = \frac{3,93}{12 \times 100} = 0,003 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,011 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$

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

III -4 : le calcul des escaliers droit



- g : giron (largeur des marches)
- h: la hauteur de la contre marche
- E : Emmarchement
- H : hauteur de la volée
- e_p : Épaisseur de la paillasse et du palier
- L1 : longueur du palier de départ
- L2 : longueur projeté de la volée.
- L3 : longueur du palier d'arrivée

Fig.III-4-1: schéma statique d'escalier droit

Dans notre cas les escaliers sont en béton armée coulée en place

III -4-1: dimensionnement

Le confort d'utilisation d'un escalier est lié à une relation entre le giron et la hauteur des marches.

Selon Nicolas François Blonde $160\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$

Avec : $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}; 28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$

Et : $H_{\text{dusoussolcommerce}} = 455\text{ cm}$

◆ Hauteur de la contre marche

On prend $h = 17\text{ cm}$

◆ Nombre de contre marches

$$\frac{455}{17} = 26 \text{ contres marches}$$

◆ Nombre de marches

$$m = n - 1 = 26 - 1 = 25$$

Notre escalier sera composé de 2 volées avec un palier intermédiaire chaque volée comportera :

1 volée → 12 marches

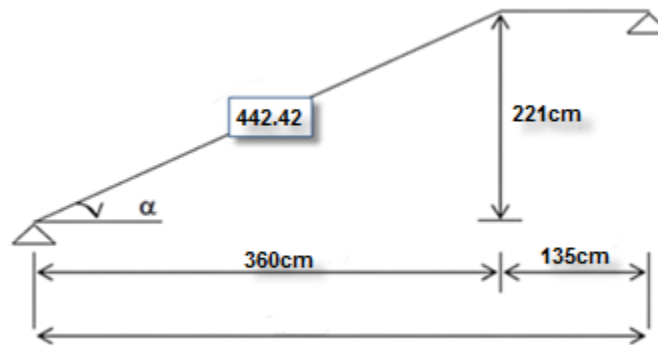
1 volée → 12 marches + une marche de 13 cm de hauteur

◆ **Le giron**

On prend $g = 30 \text{ cm}$

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h = 30 + 2(17) = 64 \leq 66 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Notre escalier comportera **2** volées séparées par palier de repos.



FigIII -4-2: schéma statique d'escalier droit

◆ **La paillasse**

D'après le BAEL 91 l'épaisseur de la paillasse est donnée par la relation suivante :

$$\frac{l}{30} < e_p < \frac{l}{20}$$

Avec :

L : longueur de la paillasse projetée + celle du palier $L = l_1 + l_2$

e_p : épaisseur de la paillasse.

◆ **La longueur de la paillasse projetée**

$$l = g(n - 1) = 30 \times 12 = 360 \text{ cm}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{l} = \frac{221}{360} \rightarrow \alpha = 31.54$$

$$L = 360 + 135 = 495 \text{ m}$$

$$\frac{495}{30} < e_p < \frac{495}{20} ; 16.5 \text{ cm} < e_p < 24.75 \text{ cm}$$

Conclusion : j'opte pour une paillasse d'épaisseur $e_p = 20 \text{ cm}$

III -4-2: Détermination des sollicitations de calcul

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'emmarchement et une bande de 1mètrede projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion Simple.

III -4-2-1: Charges permanentes

◆ volée

$$\text{Poids propre de la paillasse : } \frac{25 \times 0,2}{\cos(31,54)} = 5.86 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids de la marche : } \frac{25 \times 0,2}{2} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Carrelage : } 0,02 \times 22 \times 1 = 0.44 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mortier : } 0,02 \times 22 \times 1 = 0.44 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Enduit plâtre : } 0,02 \times 10 \times 1 = 0,2 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids du garde du corps : } 0,2 \times 1 = 0,2 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{volée}} = 9.64 \text{ KN/ml}$$

◆ Palier

$$\text{Poids propre du palier : } 25 \times 0,2 \times 1 = 5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids (, mortier, carrelage et enduit) : } 0.44 + 0.44 + 0,2 = 1,08 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{palier}} = 6,08 \text{ KN/ml}$$

III -4-2-2 : Surcharge d'exploitation

La surcharge d'exploitation des escaliers est : $Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$

III -4-2-3 : Combinaison des charges et surcharges

◆ ELU

$$q_{\text{u volée}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 9.64 + 1,5 \times 2,5 = 16.76 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{u palier}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6.08 + 1,5 \times 2,5 = 11.95 \text{ KN/ml}$$

III -4-2-4 : Détermination des efforts internes à l'ELU

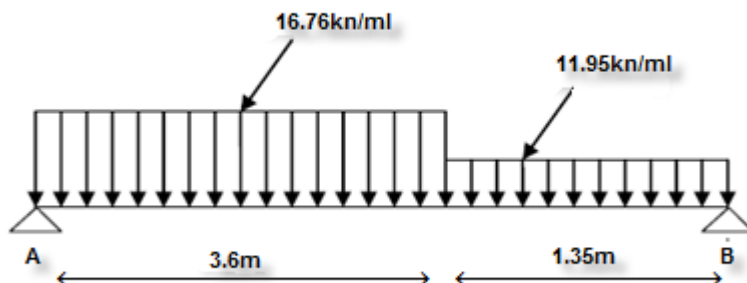


Fig.III -4-3 : schéma statique de chargement d'un escalier droit à l'ELU

D'après les formules de RDM

$$RA + RB = 16.76 \times 3.6 + 11.95 \times 1.35 = 76,47 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$-RA \times 4.95 + 16.76 \times 3.6 \times (1.35 + 3.6/2) + 11.95 \times 1.35 \times (1.35/2) = 0$$

D'ou

$$RA = 40,60 \text{ KN}$$

$$RB = 35,87 \text{ KN}$$

III -4-2-5 : Calcul des efforts internes

1-Efforts tranchants

◆ **1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 3,6 \text{ m}$**

$$\text{Pour } x = 0 \rightarrow T(0) = 40,60 \text{ KN}$$

$$\text{pour } x = 3,6 \text{ m} \rightarrow T(3,6) = -19,73 \text{ KN}$$

◆ **2^{eme} tronçon : $3,6 \text{ m} \leq X \leq 4,95 \text{ m}$**

$$T(x) = RA - q_{uv} \cdot 3,6 - q_{up} (x - 3,6)$$

$$\text{Pour } x = 3,6 \rightarrow T(3,6) = -19,73 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 4,95 \rightarrow T(4,95) = -35,86 \text{ KN}$$

2-Calcul de moment fléchissant

◆ **1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 3,6 \text{ m}$**

$$M(x) = RA \cdot x - q_{uv} \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \text{ m} \rightarrow M(x=0) = 0 \text{ KNm}$$

$$x = 3,6 \text{ m} \rightarrow M(x=3,6) = 37,55 \text{ KNm}$$

◆ **2^{eme} tronçon : $3,6 \text{ m} \leq X \leq 4,95 \text{ m}$**

$$M(x) = RA \cdot x - q_{uv} \times 3,6 \left(x - \frac{3,6}{2}\right) - q_{up} \cdot \frac{x - 3,6}{2}$$

$$\text{pour } x = 3,6 \rightarrow M_{x=3,6} = 37,55 \text{ kn.m}$$

$$\text{pour } x = 4,95 \rightarrow M_{x=4,95} = 0 \text{ kn.m}$$

$$\frac{dM_u}{dx} = 0 \rightarrow T_x = 40,60 - 16,76x = 0$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 2.42$ m

Donc :

$$M_{z\max} = 40,60x - 16,76 \frac{x^2}{2}$$

$$M_{z\max} = 98.25 - 49.07 = 49,17\text{KNm}$$

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités de la poutre, on multiplie les Moments sur appuis par 0,3 et en travée par 0,85 et obtient les résultats suivants :

- ◆ Aux appuis : $M_a = -0.3 M_{z\max} = -0.3 \times 49.07 = -14.72$ KNm
- ◆ En travée : $M_t = 0.85 M_{z\max} = 0.85 \times 49.07 = 41.70$ KNm

III -4-3: Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELU

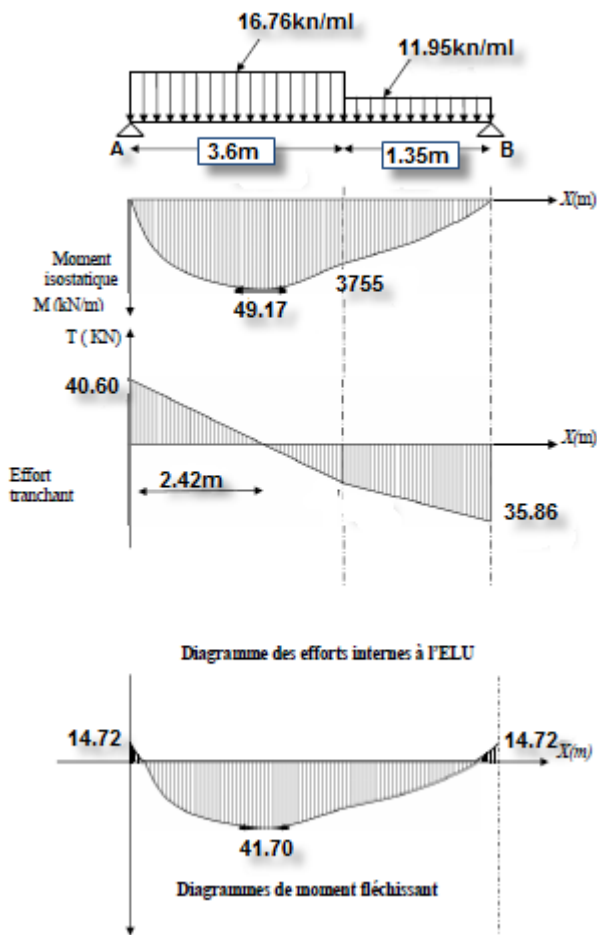


Fig.III -4-4 : Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELU

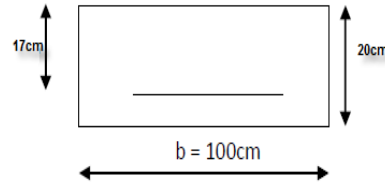
III -4-4:Calcul des armatures

III -4-4-1:Aux appuis

$ep = 20\text{cm}$

$b = 100\text{cm}$

$Ma = 14.72\text{kn.m}$



◆ **Armatures principales**

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{bd^2f_{bu}} = \frac{14,72 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,036 < \mu_1 = 0,392$$

⇒ la section est simplement armée (S.S.A)

$\mu = 0,030 \Rightarrow \beta = 0,982$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14,72 \times 10^3}{0,982 \times 17 \times 348} = 2,53\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 4HA10 $\text{cm}^2/\text{ml} = 3,14\text{cm}^2$, avec un espacement de $S_t = 20\text{cm}$.

◆ **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{3,14}{4} = 0,78\text{ cm}^2 /\text{ml}$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$

III -4-4-2:En travée

$M_t = 41.70\text{ KNm}$

◆ **Armatures principales**

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{41,70 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,102 < \mu_1 = 0,392$$

⇒ la section est simplement armée (S.S.A)

$\mu_t = 0,102 \rightarrow \beta = 0,946$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{41,70 \times 10^3}{0,946 \times 17 \times 348} = 6,75\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 4HA12+4HA10 = 7.66 cm^2 , avec un espacement de $S_t = 20\text{cm}$

◆ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7,66}{4} = 1,91\text{cm}^2 /\text{ml}$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm^2 , avec $S_t = 25\text{cm}$.

III -4-5: Vérification a l'état limite ultime

1-Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1) :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 2,05\text{cm}^2$$

- ◆ **Aux appuis** $A_a = 3.14\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,05\text{cm}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**
- ◆ **En travée** $A_t = 7.66\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,05\text{cm}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

2-Espacement des barres :

◆ **En travée :**

Armatures principales

$$S_{t\max} = 20\text{cm} \leq \min 3h; 33\text{cm} = 33\text{cm} \longrightarrow$$
 Condition vérifiée

Armatures de répartition

$$S_{t\max} = 25\text{cm} \leq \min 4h; 45\text{cm} = 45\text{cm} \longrightarrow$$
 Condition vérifiée

◆ **Sur appuis :**

Armatures principales

$$S_{t\max} = 20\text{cm} \leq \min 3h; 33\text{cm} = 33\text{cm} \longrightarrow$$
 Condition vérifiée

Armatures de répartition

$$S_{t\max} = 25\text{cm} \leq \min 4h; 45\text{cm} = 45\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3-Effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$T_{\text{umax}} = 40.60\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{bd} = \frac{40,60 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0,19\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,19\text{MPa} < \bar{\tau} = 3,33\text{MPa} \longrightarrow$$
 Condition vérifiée

Il n'ya aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

◆ **Influence sur les aciers**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1.15 \quad V_u + \frac{M_{\text{appui}}}{a}}{f_e}$$

V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau des appuis

M_u : moment fléchissant au droit de l'appui

a: la longueur d'appuis égale à 0,9d

$$\frac{1.15}{400} \times 40.60 \cdot 10^3 - \frac{14.7210^6}{153} = 1,59 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,59 \text{ cm}^2$$

◆ **Influence sur le béton**

On doit vérifier que :

$$\frac{2V_u^{\max}}{b \times a} \leq 0,8 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \rightarrow V_u^{\max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28} = 0,267 \times 0,9 \times 130 \times 1000 \times 25 = 780,98 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 24,65 \text{ KN} < 780,98 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

5-Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement de barres aux appuis

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement pris à 1,5 pour les aciers HA.

$$u = n \times \pi \phi = 6 \times 3,14 \times 12 = 22,61 \text{ cm}$$

u_i : Somme des périmètres utiles des armatures

◆ **Ancrage des armatures aux appuis**

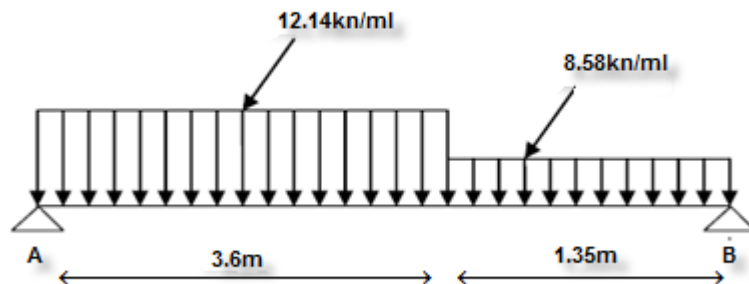
$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} \quad \text{Avec } \bar{\tau}_s = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,21 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } L_s = 30 \text{ cm}$$

III -4-6:Etat limite de service

$$q_s \text{ paillasse} = G + Q = 9,64 + 2,5 = 12,14 \text{ KN/ml}$$

$$q_s \text{ palier} = G + Q = 6,08 + 2,5 = 8,58 \text{ KN/ml}$$



FigIII -4-5:schéma statique de chargement d'un escalier droit a l'ELS

III -4-6-1: Calcul des réactions d'appuis :

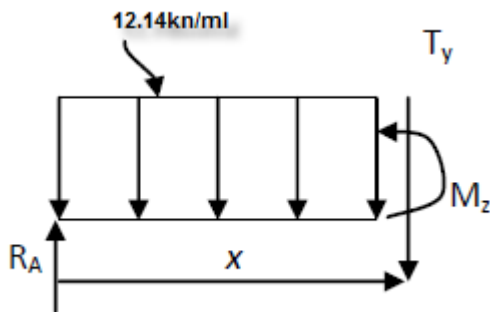
$$R_A + R_B = 59.83 \text{KN}$$

$$R_A = 30.00 \text{KN}$$

$$R_B = 29.83 \text{KN}$$

III -4-6-2: Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

♦ **1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 3,6 \text{ m}$**



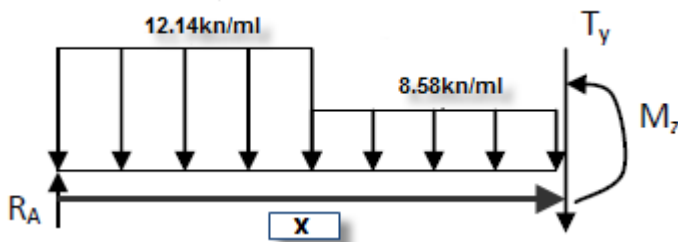
$$T_y = -12,14x + 30,00 \quad \text{pour } x = 0 \text{ m} \rightarrow T_y = 30,00 \text{Kn}$$

$$\text{pour } x = 3,6 \text{ m} \rightarrow T_y = -13,70 \text{Kn}$$

$$M_z = 30,00 x - 12,14 \frac{x^2}{2} \quad \text{pour } x = 0 \text{ m} \rightarrow M_z = 0 \text{Kn.m}$$

$$\text{pour } x = 3,6 \text{ m} \rightarrow M_z = 29,33 \text{Kn.m}$$

♦ **2^{eme} tronçon : $3,6 \text{ m} \leq X \leq 4,95 \text{ m}$**



$$T_y = -8,58 x - 3,6 - 43,70 + 30,00 \quad \text{pour } x = 3,6 \text{ m} \rightarrow T_y = -13,7 \text{Kn}$$

$$\text{pour } x = 4,95 \text{ m} \rightarrow T_y = -25,28 \text{Kn}$$

$$M_z = -30,00x + 43,70 x - 1,8 + 8,58 \frac{x - 3,6}{2}$$

Pour $x = 3,6\text{m} \rightarrow M_z = 29,33\text{kNm}$

Pour $x = 4,95\text{m} \rightarrow M_z = -3,02\text{kNm}$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \rightarrow -12,14x + 30,00 = 0 \rightarrow x = 2,74\text{m}$$

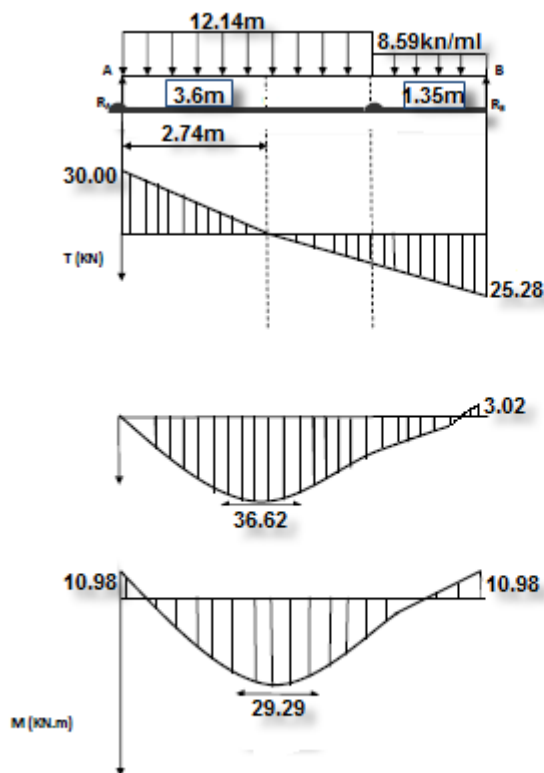
Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 2,74\text{m}$.

$$\text{Donc } M_z^{\text{max}} = 30,00 \times 2,74 - 12,14 \frac{2,74^2}{2} = 36,62\text{kNm}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- ◆ Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_{z\text{max}} = -10,98\text{kN.m}$
- ◆ en travées : $M_{ut} = 0,85 M_{z\text{max}} = 29,29\text{kN.m}$

III -4-6-3:Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant



FigIII -4-6:Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELS

III -4-7: Vérification a l'état limite service

1-Etat limite d'ouverture de fissurations (Art A.5.3.2 /BAEL 99) :

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

2-Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

On doit vérifier que $\delta_{bc} = K\delta_{st} \leq \overline{\delta_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

◆ **En travées :** $A_t = 7.66\text{cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 7.66}{100 \times 17} = 0.450$$

$$\rho = 0,450 \rightarrow \beta_1 = 0,858 \rightarrow \alpha_1 = 0,426 \rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.049$$

$$\delta_s = \frac{M_t}{A_s \times \beta \times d} = \frac{29.29 \times 10^3}{7.66 \times 0.858 \times 17} = 262,15\text{MPa}$$

$$\delta_{bc} = K\delta_{st} = 0,049 \times 262,15 = 6,324\text{MPa}$$

$$\delta_{bc} = 12.84 < \overline{\delta_{bc}} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

◆ **Aux appuis :** $A_a = 3,14\text{cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 17} = 0.184$$

$$\rho = 0,186 \rightarrow \beta_1 = 0,930 \rightarrow \alpha_1 = 0,210 \rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.017$$

$$\delta_s = \frac{M_a}{A_s \times \beta \times d} = \frac{10.98 \times 10^3}{3.14 \times 0.930 \times 17} = 221,17\text{MPa}$$

$$\delta_{bc} = K\delta_{st} = 0,016 \times 221,17 = 3,76\text{MPa}$$

$$\delta_{bc} = 3.76 < \overline{\delta_{bc}} = 15\text{Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3-Vérification de la flèche

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

- ◆ $\frac{h}{L} = \frac{0,2}{4,95} = 0,04 < \frac{1}{16} = 0,063 \rightarrow$ Condition non vérifiée
- ◆ $\frac{h}{L} = \frac{0,2}{4,95} = 0,04 < \frac{29,29}{366,2} = 0,08 \rightarrow$ Condition non vérifiée
- ◆ $\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{7,66}{100 \times 17} = 0,004 < \frac{4,2}{400} = 0,063 \rightarrow$ Condition vérifiée

4-Calcul de la flèche

$$f_v = \frac{M_s \times l^2}{10E_v I} \leq \bar{f}$$

Avec :

M_s: Moment maximal en travée (à l'ELS).

f_v: Flèche due aux déformations de longue durée.

E_v : Module de déformation longitudinal déformée.

I_{f_v}: Inertie fictive de la section pour les déformations de longue durée.

I₀ : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec (n = 15) par rapport à l'axe passant par le CDG.

f̄: Flèche admissible pour L est au plus égale à 5 m.

$$E_v = 3700^3 \overline{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$f = L/500 = 0,9 \text{ cm}$$

◆ Calcul du moment d'inertie I₀

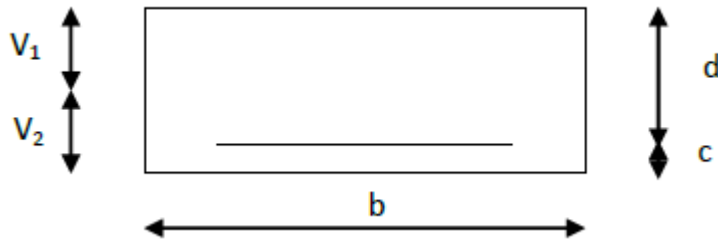
Position du centre de gravité

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad \text{Avec} \quad S_{xx} : \text{Moment statique.}$$

B₀: Section homogène

$$B_0 = b \cdot h + n A_{utr} = 100 \times 20 + 15 \times 7,66 = 2114,9 \text{ cm}^2$$

◆ **Moment statique de la section homogénéisé**



$$S = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d \rightarrow S = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7.66 \times 17 = 21953,3 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S}{B_0} = 10,38 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,38 = 9,62 \text{ cm}$$

◆ **Moment d'inertie de la section homogénéisé**

$$I_0 = \frac{b}{3} V_1^3 + V_2^3 + 15A_t V_2 - c^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} 10.38^3 + 9.62^3 + 15 \times 7.66 \times 9.62 - 3^2 = 11711.71 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{13.92 \times 4950^2 \times 10^6}{10 \times 10818.86 \times 30551.61 \times 10^4} = 0,82 \text{ cm}$$

Donc : $f_v < \bar{f} = 0.99 \text{ cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

III-5 : Calcul de la poutre palière

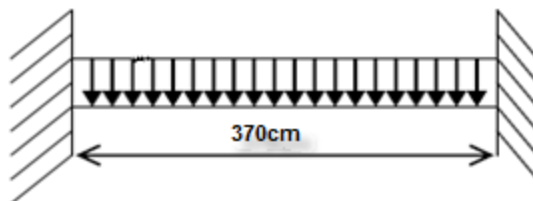
La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées, (réaction **B** calculée précédemment) et elle aussi sollicitée par un couple de torsion.

III-5-1 : Pré dimensionnement

Selon le **BAEL 91[2]**, les dimensions de la poutre sont :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 24,66 \leq h \leq 37 \rightarrow h = 35\text{cm}$$
$$0,4h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 14 \leq h \leq 24,5 \rightarrow b = 20\text{cm}$$

On adopt : (b x h) = (20x35)



Vérification:

Le **RPA99 [1]** préconise :

$$h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{OK}$$
$$b = 20\text{cm} \geq 20\text{cm} \rightarrow \text{OK}$$
$$\frac{h}{b} \times 1,16 = 2,03\text{cm} \leq 4 \rightarrow \text{OK}$$

Nous prenons : h =35 cm ; b =30 cm.

III-5-2 : Chargement de la poutre palière:

La poutre palière est soumise à:

1. Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}$.
2. Son poids propre le long de la poutre : $G_p = 25 \times 0.2 \times 0.3 = 1.5 \text{ KN/ml}$.
3. Poids de la maçonnerie : $G_{\text{maç}} = 2.2 (2.40 - 0.3) \frac{1}{2} = 2.31 \text{ KN/ml}$.
4. Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier:

- **ELU** : $R_b = 35.87 \text{ KN}$.
- **ELS**: $R_b = 29.83 \text{ KN}$.

III-5-3 :Combinaisons de charges et surcharges

◆ à l'état limite ultime

$$q_u = 1,35G + R_u = 1,35 \times 3.81 + 35,87 = 41,01 \text{ KN/ml}$$

◆ à l'état limite service

$$q_u = G + R_s = 3.81 + 29,3 = 33,11 \text{KN/ml}$$

III-5-4 : Calcul à l'ELU

◆ Moment isostatique

$$M_u = \frac{q_l^2}{8} = \frac{41.01 \times 13.96}{8} = 71,56 \text{KNm}$$

◆ Effort tranchant

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{33,11 \times 3,70}{2} = 61,25 \text{KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0.3M_u = -21,46 \text{KNm}$$

$$M_{utr} = 0.8 M_u = 57,24 \text{KNm}$$

III-5-5: Calcul à l'ELS

◆ Moment isostatique

$$M_s = \frac{q_l^2}{8} = \frac{31.11 \times 13.92}{8} = 54,13 \text{KNm}$$

◆ Effort tranchant

$$T_s = \frac{q_u l}{2} = \frac{31.11 \times 3.7}{2} = 57,55 \text{KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{sap} = -0.3M_u = -16,23 \text{KNm}$$

$$M_{str} = 0.8 M_u = 43,30 \text{KNm}$$

III-5-6: Diagramme du moment et de l'effort tranchant a l'ELU

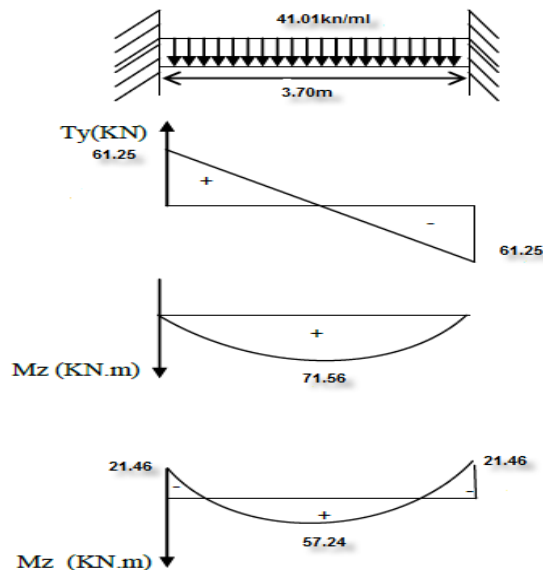


Fig III-5-1: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en (KN. m)

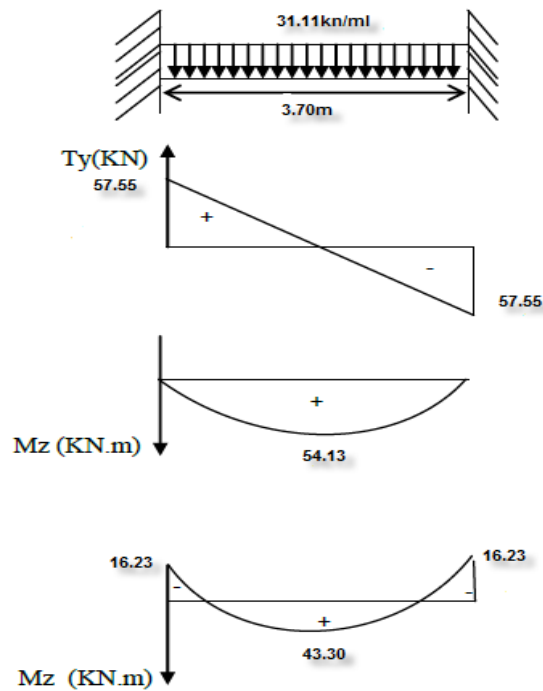


Fig III-5-2: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS en (KN)

III-5-7:Ferraillage

◆ En travée

$h = 35\text{cm}; d = 32\text{cm}; b = 30\text{cm}; c = 3\text{ cm}$

$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2\delta_{bc}} = \frac{57.24 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0,130$$

$\mu_t = 0,130 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée

$$\mu_t = 0,130 \rightarrow \beta_1 = 0,930$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \delta_s} = \frac{57.24 \times 10^5}{0.930 \times 32 \times 348 \times 10^2} = 5.52 \text{ cm}^2$$

on prend $A_{ut} = 6.02 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{HA}16$

◆ Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_a}{bd^2\delta_{bc}} = \frac{21.46 \times 10^3}{20 \times 32^2 \times 14.2} = 0,07$$

$\mu_a = 0,08 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée

$$\mu_a = 0,08 \rightarrow \beta_1 = 0,996$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta d \delta_s} = \frac{21.46 \times 10^5}{0.996 \times 32 \times 348 \times 10^2} = 1.93 \text{ cm}^2$$

on prend $A_{ua} = 3.39\text{cm}^2 \rightarrow 3\text{HA}12$

◆ **Les armatures transversales**

$$\theta_t \leq \text{Min} \frac{h}{35}; \theta_l; \frac{b}{10} \rightarrow \theta_t \leq \text{Min} \frac{300}{35}; 10; \frac{200}{10}$$

$$\square_t \leq \text{min} 8.75; 10; 20 \quad \square_t = 8\text{mm}$$

Soit **2AH8 = 1,004cm² un cadre et un étrier**

III-5-8: vérifications à l'état limite ultime

1-Vérification de non fragilité

$$A_{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32 \frac{2,1}{400} = 1,159\text{cm}^2$$

En travée $A_{\text{ut}} = 6,02\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,159\text{cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

Aux appuis $A_{\text{ua}} = 3,39\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,159\text{cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

2-Condition de l'effort tranchant Art A.5.2.2, BAEL 91

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{61.25 \cdot 10^3}{300 \times 320} = 0,63\text{MPa} ; \bar{\tau} = \text{min} 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} = 33,33\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.63\text{mpa} < \tau = 33,33\text{MPa} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

3-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

◆ **Sur le béton**

$$V_u \leq \bar{V}_u ; \bar{V}_u = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times 16.66 \times 0.9 \times 320 \times 300 = 575769,6\text{N}$$

61.25 KN ≤ 575.76 KN → Condition vérifiée

◆ **Sur l'acier**

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1.15}{f_e} V_u + H ; \text{Avec } H = \frac{M_{\text{amax}}}{0.9d}$$

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1.15}{400} 61.25 \cdot 10^3 + \frac{-21.46 \cdot 10^6}{0.9 \times 320}$$

$$A_{\text{appuis}} = 4.61\text{cm}^2 \geq 3,90\text{cm}^2 \rightarrow$$
 Condition vérifiée

Les armatures calculées sont suffisantes

◆ **Calcul de l'ancrage de barres**

$$\tau_{\text{su}} = 0.6 \Psi_s f_{t28} = 2,835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_{\text{su}}} \phi = 35,27\phi_s = 35,27\text{cm}$$

On prend $L_s = 35\text{cm}$

4-Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 3.15\text{Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d U_i}$$

U_i somme des périmètres utiles des armatures

$$U_i = 3\pi\phi$$

$$U_i = 3 \times 3.14 \times 10 = 94,2\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{61.25 \cdot 10^3}{0.9 \times 320 \times 94.2} = 2,25\text{Mpa} \quad \tau_{se} = 2.25\text{ Mpa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15\text{Mpa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

III-5-9: Armatures transversales (art. A.7.2.2 / BAEL91 modifiées 99, CBA93)

◆ Diamètre $\phi_t \leq \min \frac{h_t}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_1$

◆ Diamètre $\phi_t \leq \min \frac{350}{35} ; \frac{300}{10} ; 12 \leq \min 10; 30; 12$

On opte un, $\phi_t = 8\text{mm}$ (1 cadre + 1 étrier) soit $2HA8 = 1.001\text{cm}^2$

III-5-10: Espacement des armatures transversales :

$$S_{tmax} \leq \min 0.9d ; 40\text{cm} = 28.8\text{cm}$$

$$S_{tmax} = 20\text{cm}$$

◆ Aux appuis

$$S_t \leq \min \frac{h}{4} ; 12\phi ; S_t \leq \min 8.75 ; 9,6 \quad \text{On prend } S_t = 5\text{cm} < S_{tmax} = 20\text{cm}$$

◆ En travée

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5\text{cm} \quad \text{On prend } S_t = 15\text{cm} < S_{tmax} = 20\text{cm}$$

III-5-11: vérifications l'état limite service

1-Vérification de contraintes du béton et de l'acier

On doit vérifier que $\delta_{bc} \leq \overline{\delta_{bc}} = 15\text{ Mpa}$

$$\delta_{bc} = K\delta_s ; \text{ Avec } \delta_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} ; \rho_1 = \frac{100 A_t}{bd}$$

Zone	M _s kn. m	A _s cm ²	ρ ₁	β ₁	δ _s	δ _{bc}	$\overline{\delta}_{bc}$ Mpa
appui	16.23	3.32	0.834	0.830	76.31	1.14	15
Travée	43.30	6.02	0.480	0.855	293.5	4.69	15

Tableau III-1: Vérification des contraintes

Les contraintes sont vérifiées à l'état limite service

2-Etat limite de déformation (vérification de la flèche) :

Pour se dispenser au calcul de la flèche faut d'abord vérifiée ses 3 condition

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow 0,09 > 0,06 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \longrightarrow 0,09 > 0,08 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow 0,006 < 0,0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées, d'où le calcul de la flèche est inutile.

Les armatures calculées à L' ELU son suffisantes à L'ELS.

III-6 : Poutre de chaînage

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastrés à ses extrémités, elle supporte en plus de son poids propre celui de la cloison extérieure

III-6-1 : Dimensionnement

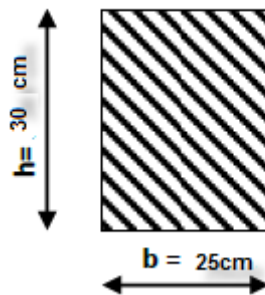
L=592 cm

◆ **La hauteur de la poutre h**

$$\frac{592}{15} \leq h \leq \frac{592}{10} \quad \longrightarrow \quad 39.46 \leq h \leq 59.2 \quad \text{On opte } h = 30 \text{ cm}$$

◆ **La largeur b**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad \longrightarrow \quad 16 \leq b \leq 28 \quad \text{On opte pour } b = 25 \text{ cm}$$



III-6-2 :évaluations de charges

◆ **Charges permanentes :**

Le poids du plancher $5.31 \times 0.65 / 2 = 1.72 \text{ KN/ml}$
Poids de la poutre $0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.8 \text{ KN/ml}$
Poids de la cloison..... $2.36 \times 5.92 = 13.97 \text{ KN/m}$
G=17.49KN/ml

◆ **Charge d'exploitation :**

$$Q = 1,5 \times (0,65 / 2) = 0,488 \text{ KN/ml}$$

III-6-3 :Combinaison de charges

- ◆ A état limite ultime : $q_u = 23,61 + 0,732 = 24,34 \text{ KN/ml}$
- ◆ A état limite service $q_s = 18,19 + 0,488 = 17,97 \text{ KN/ml}$

III-6-4:Calcul des efforts internes

III-6-4-1: calcul à l'ELU

1-Réaction d'appuis

$$R_a = R_b = \frac{q_l}{2} = 72,04 \text{ KN}$$

2-Calcul des efforts internes

$$\begin{aligned} T_y 0 &= 72.04 \\ T_y 5.92 &= -72.04 ; \end{aligned} \quad M_0 = 106,62 \text{KNm}$$

3-moments isostatiques

- ◆ Moment en travée : $M_{tr} = 0,85M_0 = 0,85 \times 106,62 = 90,62 \text{KNm}$
- ◆ Moment aux appuis : $M_{ap} = -0,35M_0 = -0,35 \times 106,62 = -37,31 \text{KNm}$

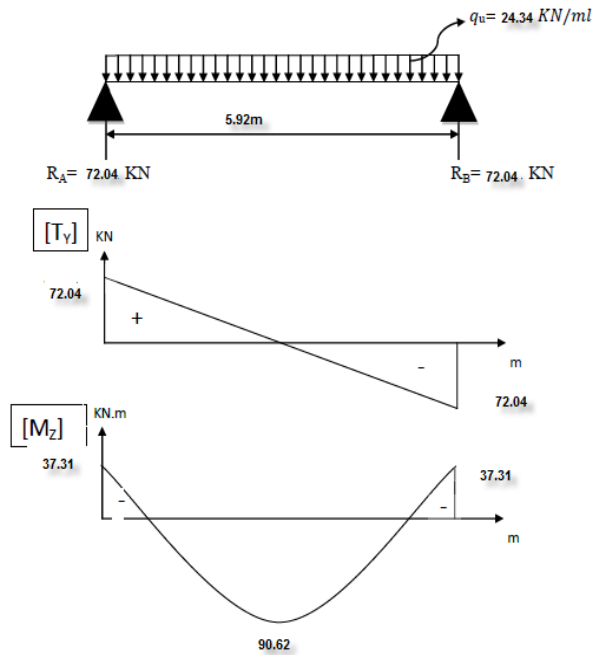


Fig III-6-1: Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELU

III-6-4-2: calcul à l'ELS

1-Réaction d'appuis

$$R_a = R_b = \frac{ql}{2} = 53,19 \text{KN}$$

2-Calcul des efforts internes

$$\begin{aligned} T_y 0 &= 53.19 \text{ kn} \\ T_y 5.92 &= -53.19 \text{ kn} \\ M_0 &= \frac{q l^2}{8} = 78,72 \text{KNm} \end{aligned}$$

3-Moments isostatiques

- ◆ Moment en travée : $M_{tr} = 0,85M_0 = 0,85 \times 78,72 = 66,91 \text{KNm}$
- ◆ Moment aux appuis : $M_{ap} = -0,35M_0 = -0,35 \times 78,72 = -27,55 \text{KNm}$

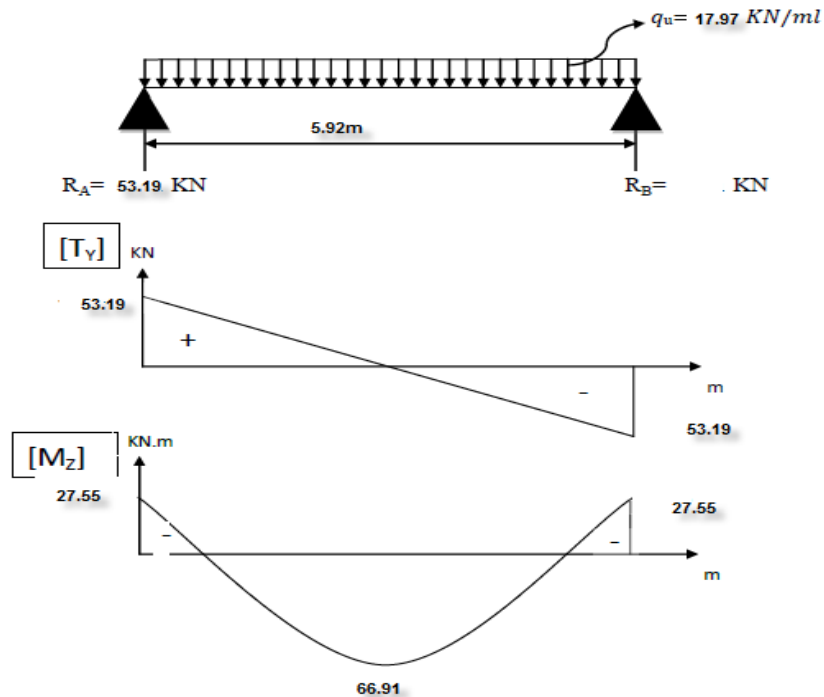


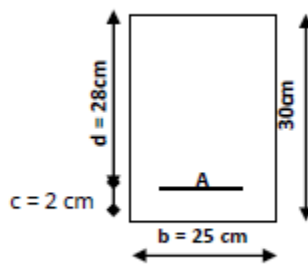
Fig III-6-2: Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELS

III-6-5: Calcul des armatures a ELU

1-Armatures longitudinales

L'enrobage : $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur utile : $d = 28 \text{ cm}$



♦ Aux appuis

$$M_{ap} = 37,31 \text{ kn.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{37,31 \cdot 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,168$$

$$\mu_b = 0,168 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,168 \rightarrow \beta = 0,907$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \delta_s} = \frac{37.31 \cdot 10^2}{0.907 \times 28 \times 348} = 0.422 \text{ cm}^2$$

on prend $A_{ap} = 2.26 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\text{HA}12$

◆ **En travée**

$$M_{tr} = 90.62 \text{ kn. m}$$

$$\mu_t = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{90.62 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.326 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_t = 0.326 \rightarrow \beta = 0.795$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \delta_s} = \frac{90.62 \cdot 10^2}{0.795 \times 28 \times 348} = 1.17 \text{ cm}^2$$

on prend $A_{tr} = 2.26 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\text{HA}12$

2-Armatures transversales (art. A.7.2.2 / BAEL91 modifiées 99)

◆ **diamètre**

$$\phi_t \leq \min \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \rightarrow \phi_t \leq \min \frac{300}{35}; \phi_l; \frac{250}{10}$$

$$\phi_t \leq \min 8.75; 10; 25$$

on opte $\phi_t = 8 \text{ mm}$ cadre de $\phi_t = 8 \text{ mm}$

◆ **espacement (Art. A .5 .1, 22, BAEL 91 modifiées 99)**

$$S_{tmax} \leq \min 0.9d; 40 \text{ cm} \quad S_{tmax} \leq \min 25.2; 40 \text{ cm}$$

On opte pour $S_{tmax} = 25 \text{ cm}$

Selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2) L'espacement doit être vérifié

◆ **Aux appuis :**

$$s_t \leq \min \frac{h}{4}; 12\phi \quad S_t \leq \min 7,5; 9,6$$

On prend $S_t = 7 \text{ cm}$

◆ **En travée :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 7 \text{ cm}$$

III-6-6: Vérification a l'état limite ultime

1-Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91modifié99/ ArtA4.2.1)

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.845 \text{ cm}^2 < A_{tr} = 3.39 \text{ cm}^2; A_{ap} = 3.39 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2-Vérification de l'effort tranchant (art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{72.04 \cdot 10^3}{250 \times 280} = 1,029 \text{MPa} ; \bar{\tau} = \min 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5 \text{MPa} = 33,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.029 \text{MPa} < \bar{\tau} = 33,33 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement

3-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A. 5 .1 .3)/BAEL 91 modifiées 99 :

◆ **Sur le béton**

$$V_u \leq \bar{V}_u ; \bar{V}_u = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times 16,66 \times 0,9 \times 280 \times 250 = 419832,2 \text{N}$$

$$72.04 \text{KN} \leq 419.83 \text{KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

◆ **Sur l'acier**

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1.15}{f_e} V_u + H ; \text{ Avec } H = \frac{M_{\text{amax}}}{0.9d}$$

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1.15}{400} 72.04 \cdot 10^3 + \frac{-37.31 \cdot 10^6}{0.9 \times 280}$$

$$A_{\text{appuis}} = 3.39 \text{cm}^2 \geq 2,18 \text{cm}^2$$

Les armatures calculées sont suffisantes.

4-Calcul de l'ancrage de barres (Art : A. 6 .1 .2 /BAEL 91 modifiées 99, CBA93):

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s f_{t28} = 2,835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_{su}} \phi = 35,27 \phi$$

$$L_s = 35,27 \text{cm} \text{ On prend } L_s = \mathbf{36 \text{cm}}$$

La longueur hors de crochet L_c est au moins égal à $0.4L_s$

$$L_c = 0.4 \times 36 = 14.4 \text{ cm} \text{ On prend } L_c = 15 \text{ cm}$$

5-vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ Mpa} \quad ; \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d U_i}$$

U_i somme des périmètres utiles des armatures

$$U_i = 3\pi\phi$$

$$U_i = 3 \times 3.14 \times 10 = 94,2\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{72.04 \cdot 10^3}{0.9 \times 280 \times 94.2} = 3,03\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 3.03 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

III-6-7:Vérification a l'état limite service

1-Vérifications de contraintes du béton et de l'acier

$$\delta_{bc} \leq \overline{\delta_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\delta_{bc} = K\delta_s \quad ; \quad \text{Avec } \delta_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd}$$

◆ En travée :

$$M_{tr} = 66,91\text{KNm}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{66.91 \cdot 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0,300$$

$$\mu_b = 0.300 < \mu_1 = 0.392 \quad \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,300 \rightarrow \beta = 0,816$$

$$A_{st} = \frac{M_f}{\beta d \delta_s} = \frac{66.91 \cdot 10^2}{0.816 \times 28 \times 348} = 0.841 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot 0.841}{25 \times 28} = 0,120$$

◆ Aux appuis

$$M_{ap} = -27,55 \text{KNm}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{27.55 \cdot 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0,123 \mu_b = 0.124 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$A_s = \frac{M_f}{\beta d \delta_s} = \frac{27.55 \cdot 10^2}{0.123 \times 28 \times 348} = 2.298 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot 2.298}{25 \times 28} = 0,328$$

Zone	$M_s \text{kn. m}$	$A_s \text{cm}^2$	ρ_1	β_1	δ_s	δ_{bc}	$\overline{\delta_{bc}} \text{ Mpa}$
travée	66.91	0.841	0.120	0.816	3482.14	4.17	15
appui	27.55	2.298	0.328	0.934	458.42	2.75	15

$\delta_{bc} \leq \overline{\delta_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow$ Les contraintes sont vérifiées a l'état limite service

2-Etat limite de déformation : (vérification de la flèche)

Pour se dépenser au calcul de la flèche faut d'abord vérifiée ses 3 condition

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

◆ $\frac{h}{L} = 0,05 \leq \frac{1}{16} = 0,063 \rightarrow$ Condition non vérifiée

Les conditions ne sont pas vérifiées, d'où on doit calculer la flèche

3-Calcul de la flèche

On doit vérifier que $f = \frac{5qL^4}{384E_v I_{fv}} < \overline{f} = \frac{L}{500}$

Avec : Module de la déformation diffère. $E_v = 3700^3 \overline{f_{c28}} = 10818,86 \text{MPa}$

$q_s = 17.97 \text{KN/ml}$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I = \frac{b}{3} + v_1^3 + v_2^3 + 15A_t v_2 - c^2 = 58324,04 \text{cm}^4$$

$$V_1 = \frac{\frac{h^2 b}{2} + 15A_t \cdot 2}{b \cdot h + 15A_t} = 15,21 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 14,97 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times 17,9710^{-2} \times 5,92^4}{384 \times 10818,8610^3 58324,0410^{-8}} = 0,0004 < \bar{f} = 1,184 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : les armatures calculées à L'ELU son suffisantes à L'ELS

III-7 : Etude de la charpente

Notre bâtiment comporte une charpente en bois supportant une couverture en tuiles mécaniques. Elle présente deux versants inclinés à $15,11^\circ$ et $32,21^\circ$ et reposant de part et d'autre sur des murs de pignons. Dans l'étude de cette charpente, nous intéresserons à déterminer les efforts revenant à chaque élément (pannes, chevrons et liteaux) puis vérifier leurs résistances sous différentes sollicitations.

III-7-1 : Les différents éléments de la charpente

- ◆ tuiles
- ◆ liteaux
- ◆ chevrons
- ◆ pannes sablières, pannes ventrières ou intermédiaire et pannes faîtière.
- ◆ murs pignons

III-7-2 : Détermination Des Charges et Surcharges

- ◆ charges permanentes : $G = 1,4\text{KN/m}^2$
- ◆ charges d'exploitation : $Q = 1\text{KN/m}^2$

Remarque : dans 1m^2 de toiture, nous aurons une panne et deux chevrons ; leurs sections est respectivement $(15 \times 25)\text{cm}^2$ et $(5,00 \times 4,50)\text{cm}^2$

- ◆ **pois de la panne :**
 $P_p = 0,15 \times 0,25 \rho_{\text{bois}}$ avec $\rho_{\text{bois}} = 6\text{KN/m}^3$
 $P_p = 0,15 \times 0,25 \times 6 = 0,23\text{KN/ml}$
- ◆ **pois des chevrons :**
 $P_c = 0,05 \times 0,045 \times 6 = 0,0135\text{KN/ml}$
- ◆ **pois des liteaux :**
 $P_l = 0,03 \times 0,03 \times 6 = 0,0054\text{KN/ml}$

III-7-3 : Détermination des efforts revenant aux différents éléments à l'ELU

1-efforts revenant à la panne

L'espacement des pannes est pris égal à $e_p = 1\text{m}$

La portée des pannes est : $L_p = 5,64\text{m}$

$$G_p = 0,23 + 2 \times 0,0135 + 0,4 \times 1 = 0,66\text{KN/ml}$$

- ◆ **combinaison de charge:**
 $q_p = 1,35G_p + 1,5Q = 1,35 \times 0,66 + 1,5 \times 1 = 2,39\text{KN/ml}$

2-efforts revenant aux chevrons

L'espacement des chevrons est pris égal à $e_c = 0,5\text{m}$

La portée des pannes est : $L_c = 1\text{m}$

$$G_c = 0,0135 + 0,4 \times 0,5 = 0,21 \text{KN/ml}$$

♦ combinaison de charge:

$$q_c = 1,35G_c + 1,5Q = 1,35 \times 0,21 + 1,5 \times 0,5 \times 1 = 1,03 \text{KN/ml}$$

3-efforts revenants aux liteaux :

L'espacement des pannes est pris égal à $e_1 = 0,32 \text{m}$

La portée des liteaux est $L_1 = 0,50 \text{m}$

$$G_l = 0,0054 + 0,4 \times 0,32 = 0,133 \text{KN/ml}$$

♦ combinaison de charge:

$$q_l = 1,35G_l + 1,5Q = 1,35 \times 0,133 + 1,5 \times 0,3 \times 1 = 0,63 \text{KN/ml}$$

III-7-4 : Dimensionnement Des Pannes

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses extrémités, elle travaille en flexion déviée sous sa charge q_p .

Nous allons utiliser le bois de sapin de catégorie I ; la contrainte forfaitaire admissible dans ce bois est de $\sigma_f = 142 \text{dan/cm}^2$

Suivant xx' : $q_{px} = q_p \sin \alpha$

$$q_{px} = 2,39 \times \sin 15,11 = 0,62 \text{KN/ml}$$

Suivant yy' : $q_{py} = q_p \cos \alpha$

$$q_{py} = 2,39 \times \cos 15,11 = 2,31 \text{KN/ml}$$

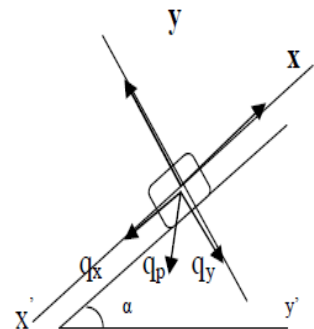


Figure III: Schéma statique de la panne

1-Vérification de la contrainte admissible :

On doit vérifier que : $\sigma_f = \sigma_{fx} + \sigma_{fy} \leq \sigma_f$

$$\sigma_f = \frac{M_{fx}}{\frac{I_{xx}}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_{yy}}{v}} \leq \sigma_f$$

♦ Calcul des moments de flexion

$$\text{Suivant } xx' : M_{fx} = q_{px} \frac{l^2}{8} = 0,62 \times \frac{5,64^2}{8} = 2,47 \text{KNm}$$

$$\text{Suivant } yy' : M_{fy} = q_{py} \frac{l^2}{8} = 2,31 \times \frac{5,64^2}{8} = 9,19 \text{KNm}$$

◆ **Calcul des modules de résistances**

$$W_x = \frac{I_{xx}}{V} = \frac{bh^3}{h^2} = \frac{bh^2}{6} = \frac{15 \times 25^2}{6} = 1562,5 \text{cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{V} = \frac{hb^3}{h^2} = \frac{hb^2}{6} = \frac{25 \times 15^2}{6} = 937,5 \text{cm}^3$$

◆ **Vérification**

$$\sigma_f = \frac{2,47 \times 10^4}{1562,5} + \frac{9,19 \times 10^4}{937,5} = 113,84 \text{daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 113,84 \text{daN/cm}^2 \leq \sigma_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La section choisie pour les pannes est bonne

2-vérification de la flèche :

On doit vérifier que : $f = \frac{5 \times \sigma_f \times L^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} \leq f$

La valeur de la flèche admissible pour les pannes est donnée par la formule :

$$f = \frac{L_p}{200} \quad \text{Avec } L_p : \text{ la portée de la panne.}$$

$$f = \frac{564}{200} = 2,82 \text{cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

Avec :

$$E_f = 11000 \overline{\sigma_f} ; E_f \text{ est le module de déformation de la flèche.}$$

$$E_f = 11000 \overline{142} = 131080,128 \text{daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 113,84 \times 564^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{25}{2}} = 2,30 \text{cm}$$

$$f = 2,30 \text{cm} \leq f = 2,82 \text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc on peut garder notre choix de section de la panne qui est de (120 × 250) mm².

III-7-5 : Dimensionnement Des Chevrons

Le calcul se fera en flexion simple sous les charges q_1 le chevron est de section

$5,00 \times 4,50 \text{ cm}^2$ Considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

1-vérification des contraintes

On vérifie que : $\sigma_f = \frac{M_f \times V}{I} \leq \sigma_f$

◆ Calcul des moments

Sachant que les appuis sont déformable et en tenant compte de la continuité à leur niveaux, les moments isostatique sont donnés par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_t = 0,66M_0 \\ \text{Aux appuis : } M_{ap} = 0,8M_0 \end{array} \right.$$

$$M_0 = \frac{q_c \times L_c^2}{8} = \frac{1,03 \times 1^2}{8} = 0,13 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,66M_0 = 0,66 \times 0,13 = 0,086 \text{KNm}$$

$$M_{ap} = 0,8M_0 = 0,8 \times 0,13 = 0,104 \text{KNm}$$

◆ Calcul des modules de résistances

$$W = \frac{I}{V} = \frac{4,5 \times 5^2}{6} = 18,75 \text{cm}^3$$

Ainsi on aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } \sigma_f = \frac{0,104 \times 10^4}{18,75} = 55,47 \text{daN/cm}^2 \\ \text{En travée : } \sigma_f = \frac{0,086 \times 10^4}{18,75} = 45,87 \text{daN/cm}^2 \end{array} \right.$$

◆ Vérification :

$$\sigma_{fa} = 55,47 \text{daN/cm}^2 \leq \sigma_f = 142 \text{daN/cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{ft} = 45,87 \text{daN/cm}^2 \leq \sigma_f = 142 \text{daN/cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La section choisie est admise

2-Vérification de la flèche :

Selon le règlement, la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de (chevrons, liteaux et tuiles), est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{L_c}{200} = \frac{100}{200} = 0,5 \text{cm} \quad , \quad \text{Avec } L_c : \text{ la portée de Chevrons.}$$

La valeur réelle de la flèche :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_c^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

$E_f = 131080,128 \text{ daN/cm}^2$ Est calculé déjà.

◆ aux appuis : $f_a = \frac{5 \times 55,47 \times 100^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{5}{2}} = 0,18 \text{ cm}$

◆ en travée : $f_t = \frac{5 \times 45,87 \times 100^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{5}{2}} = 0,15 \text{ cm}$

Vérification :

$f_a = 0,18 \text{ cm} \leq f = 0,5 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

$f_t = 0,15 \text{ cm} \leq f = 0,5 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

Donc la section adoptée pour les chevrons est $(5,00 \times 4,50) \text{ cm}^2$

III-7-6 : Dimensionnement Des Liteaux :

L'étude de dimensionnement des liteaux se fait de la même manière que la panne. On à choisi une section de $(3 \times 3) \text{ cm}^2$.

1-Vérification de la contrainte admissible

On doit vérifier que : $\sigma_f = \sigma_{fx} + \sigma_{fy} \leq \sigma_f$

$$\sigma_f = \frac{M_{fx}}{\frac{I_{xx}}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_{yy}}{v}} \leq \sigma_f$$

Suivant xx' : $q_{lx} = q_l \sin \alpha$

$$q_{lx} = 0,63 \times \sin 15,11 = 0,16 \text{ KN/ml}$$

$$M_{fx} = q_{lx} \frac{l^2}{8} = 0,16 \times \frac{0,5^2}{8} = 0,005 \text{ KNm}$$

Suivant yy' : $q_{ly} = q_l \cos \alpha$

$$q_{ly} = 0,63 \times \cos 15,11 = 0,61 \text{ KN/ml}$$

$$M_{fy} = q_{ly} \frac{l^2}{8} = 0,61 \times \frac{0,5^2}{8} = 0,019 \text{ KNm}$$

◆ **Calcul des modules de résistances**

$$W_x = \frac{I_{xx}}{v} = \frac{bh^3}{2} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 3^2}{6} = 4,5 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{V} = \frac{hb^3}{h} \cdot \frac{12}{2} = \frac{hb^2}{6} = \frac{3 \times 3^2}{6} = 4,5 \text{ cm}^3$$

◆ **Vérification**

$$\sigma_f = \frac{0,005 \times 10^4}{4,5} + \frac{0,019 \times 10^4}{4,5} = 53,33 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 53,33 \text{ daN/cm}^2 \leq \sigma_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La section choisie pour les liteaux est bonne

2-vérification de la flèche :

On doit vérifier que : $f = \frac{5 \times \sigma_f \times L^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} \leq f$

La valeur de la flèche admissible pour les pannes est donnée par la formule :

$$f = \frac{L_1}{200} \quad \text{Avec } L_1 : \text{ la portée de la panne.}$$

$$f = \frac{50}{200} = 0,25 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times 53,33 \times 50^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{3}{2}} = 0,07 \text{ cm}$$

$$f = 0,07 \text{ cm} \leq f = 0,25 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc en garde les dimensions : (30 × 30) mm².

III-7-7: Assemblage de la charpente

Comme dans la pratique, nous optons pour un assemblage cloué un tel type d'assemblage est utilisé dans des ouvrages important, comportant des charges considérables.

Le diamètre des clous sont en fonction de son épaisseur :

$$\left. \begin{array}{l} e \leq 30 \text{ mm} \rightarrow d \leq \frac{e}{9} \\ e > 30 \text{ mm} \rightarrow d \leq \frac{e}{9} \end{array} \right\} \text{ Pour le bois dur et sec}$$

Avec :

- ◆ e : épaisseur du bois le plus mince à assembler (liteaux)
- ◆ d : diamètre des clous $d = \frac{3}{9} = 0,33 \text{ cm}$

Remarque :

L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par des gouttières qui seront prévues sur les deux rives du bâtiment.

IV- Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit.

Pour notre projet, on utilise le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS**

IV-1- description de l'ETABS

L'ETABS (**EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS**) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration,...etc.

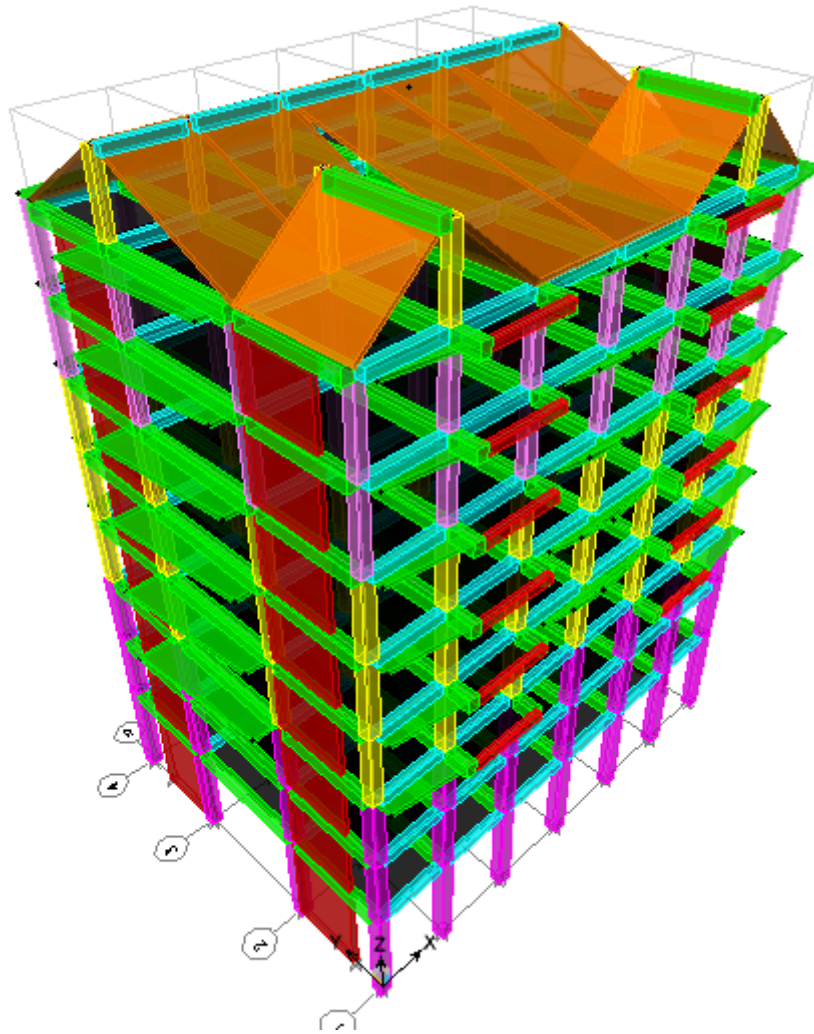
IV-2- étapes de modélisation

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera la version 9.6.0 dont les principales étapes sont les suivantes :

1. Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
2. Spécification des propriétés mécanique de l'acier et du béton ;
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles,...)
4. Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA 99/version2003 ;
6. Définition du séisme ;
7. Introduction des combinaisons d'actions ;
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
10. Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

Avant de commencer la modélisation proprement dite, il est important d'avoir tous les documents relatifs à cette structure, nécessaires à la modélisation.

Après avoir bien suivi l'enchaînement des étapes cité ci-dessus ; nous sommes arrivés au model suivant :



IV-3- Choix De La Méthode :

Le calcul des efforts horizontaux peut être mené suivant trois méthodes :

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

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du RPA99 version 2003(article 4.1.3).

◆ principe de la méthode :

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

◆ définition du spectre de réponse :

C'est une courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme Passé ou futur.

◆ caractéristiques du spectre de réponse :

Les caractéristiques du spectre de réponse sont les suivantes :

caractéristique	Désignation	Article RPA
Le site	S3	Tableau 4.7
La zone	2a	Annexe I
Groupe d'usage	2	Article 3.2
remplissage	Dense	Tableau 4.2
Facteur de qualité	1.1	Tableau 4.2.3
Coefficient de comportement	3.5	Tableau 4.3

Tableau IV-1- Caractéristiques du spectre de réponse

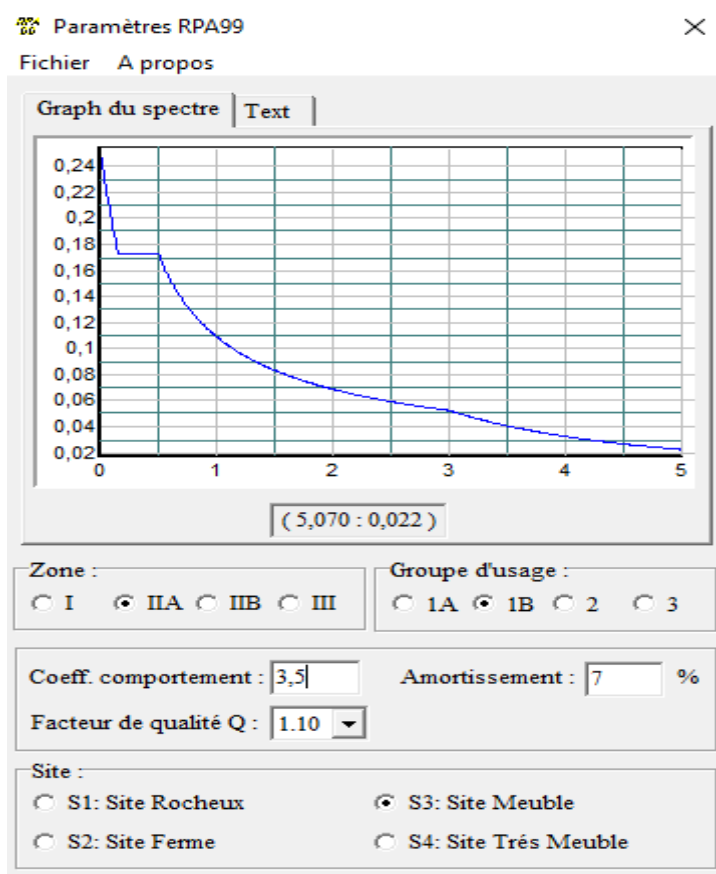


Figure IV-2- Logiciel donnant les caractéristiques du spectre de réponse

IV-4- Etude Du Contreventement

Les efforts horizontaux repris par les portiques et les voiles sont tirés par le logiciel ETABS 9.6.0 à l'aide de l'option « section cut », voir les tableaux ci-après : 2

Sens x – x :

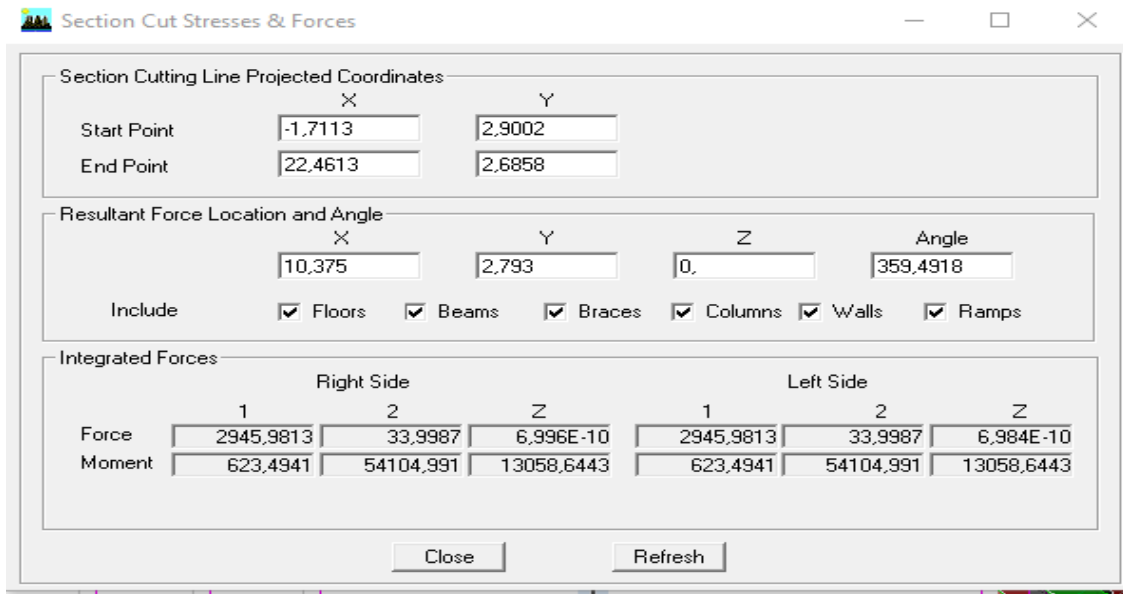


Figure IV-3- Figure donnant le type de contreventement

Effort repris par les portiques = 12.62 %

Effort repris par les voiles = 87.40 %

Sens Y – Y :

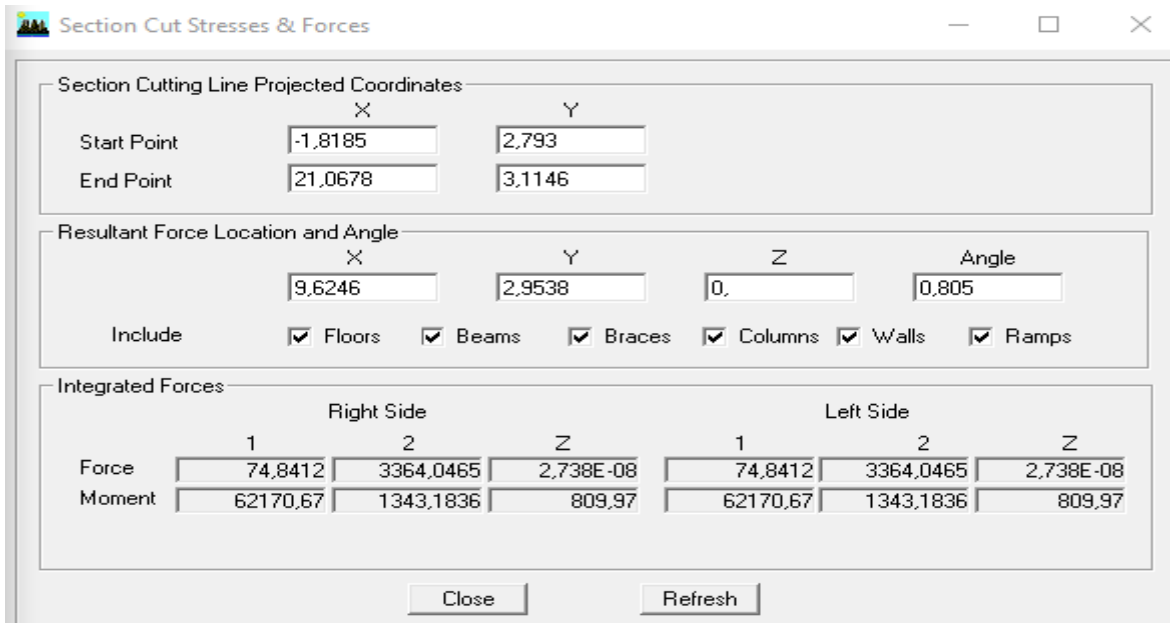


Figure IV-4- Figure donnant le type de contreventement

Effort repris par les portiques = 10.47 %

Effort repris par les voiles = 89.54 %

Conclusion :

D'après les résultats ci-dessus, la structure est contreventée par voiles.

IV-5- Vérification De La Structure Selon Les Exigences Du RPA 99/Version2003

Il n'y'a pas pire pour l'homme que de se retrouver face à un incident dont il n'avait aucune connaissance.

Prédire une secousse sismique fait rêver plus d'un mais reste malheureusement à ce jours un domaine méconnu. Néanmoins, prévoir une construction parasismique peut-être la seule manière de faire face à ce genre de dommages.

La réalisation d'une structure pouvant faire face à l'effet du séisme est l'intérêt de cette étude, pour cela, nous disposant d'un règlement parasismique rigoureux qui permet d'offrir un degré de protection considérable en vérifiant la stabilité et la résistance de la bâtisse vis-à-vis des efforts horizontaux et cela quelle que soit la région où on se trouve.

IV- 5-1-La période : (Art4.2.4 /RPA99 version 2003)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante (Art4-6) :

$$T = C_t h_N^{0.75}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_t : Coefficient ; fonction du système de contreventement, du type de remplissage (Tableau 4-6/RPA99version 2003).

Dans le cas des portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie et le cas où le contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie, on peut utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09 h_N \sqrt{D}$$

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,610264	75,9921	0,0045	0	75,9921	0,0045	0
2	0,499536	0,0055	76,4099	0	75,9976	76,4144	0
3	0,423575	0,0054	0,0112	0	76,003	76,4256	0
4	0,156901	15,2184	0,0037	0	91,2214	76,4293	0
5	0,130712	0,002	15,0826	0	91,2234	91,5119	0
6	0,108866	0,0009	0,0025	0	91,2243	91,5143	0
7	0,071819	5,3295	0,0003	0	96,5538	91,5146	0
8	0,060464	0,0002	4,8541	0	96,5539	96,3687	0
9	0,049804	0,0002	0,0007	0	96,5541	96,3694	0
10	0,043981	2,2052	0,0001	0	98,7593	96,3694	0
11	0,036634	0	2,1687	0	98,7593	98,5381	0
12	0,031408	0,8224	0	0	99,5818	98,5381	0

Tableau IV-2- Période et participation massique

La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel ETABS :

$$T_{ETABS} = 0.61 \text{ sec}$$

$$T_{RPA} = 1,30 \times 0,05 \times (27,99)^{0,75} = 0,79$$

$$T_{ETABS} < T_{RPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV- 5-2-pourcentage de la participation de la masse modale

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 RPA99/version 2003).

Depuis le tableau (tab IV-2) ; nous pouvons voir que le mode fondamental est une translation suivant x avec une mobilisation de masse de 75.99 %, et une translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 76.40%.

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment, d'où la condition du RPA est vérifiée.

IV- 5-3-déplacements relatifs

D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art 4-43):

$$\delta_k = R\delta_k$$

δ_{ek} =Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau " k" par rapport au niveau " k-1"est égal à :

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

Suivant Ex :

Niveaux	$d_{kx}(m)$	$d_{ky}(m)$	$D_{kx}(m)$	D_{ky}	H etage	1% h (m)	verif
TOITUR	0,0142	0,0002	0	-0,0001	2,7	0,027	✓
E6	0,0142	0,0001	-0,0014	0	2,98	0,0298	✓
E5	0,0128	0,0001	-0,0017	0	2,98	0,0298	✓
E4	0,0111	0,0001	-0,002	0	2,98	0,0298	✓
E3	0,0091	0,0001	-0,0021	0	2,98	0,0298	✓
E2	0,007	0,0001	-0,0021	-0,0001	2,98	0,0298	✓
E1	0,0049	0	-0,002	0	2,98	0,0298	✓
SER	0,0029	0	-0,0017	0	3,06	0,0306	✓
COM	0,0012	0	-0,0012	0	4,55	0,0435	✓

Tableau IV-3- Déplacements relatifs suivant Ex

Suivant Ey:

Niveaux	d _{kx} (m)	d _{ky} (m)	D _{kx} (m)	D _{ky}	H étage	1% h (m)	Vérif
TOITUR	0,0001	0,0109	0	-1E-04	2,7	0,027	✓
E6	0,0001	0,0108	0	-0,001	2,98	0,0298	✓
E5	0,0001	0,0098	0	-0,0013	2,98	0,0298	✓
E4	0,0001	0,0085	0	-0,0015	2,98	0,0298	✓
E3	0,0001	0,007	0	-0,0016	2,98	0,0298	✓
E2	0,0001	0,0054	0	-0,0016	2,98	0,0298	✓
E1	0,0001	0,0038	-0,0001	-0,0015	2,98	0,0298	✓
SER	0	0,0023	0	0,0023	3,06	0,0306	✓
COM	0	0,001	0	0,001	4,55	0,0435	✓

Tableau IV-4- Déplacements relatifs suivant Ey

Remarque :

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement **R** lors du calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lors de la modélisation (On a spécifié le type de contreventement).

IV- 5-4-déplacements maximales

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$\delta_{\max} \leq F = \frac{H_t}{500}$$

F : la flèche admissible.

H_t : La hauteur totale du bâtiment.

Suivant Ex :

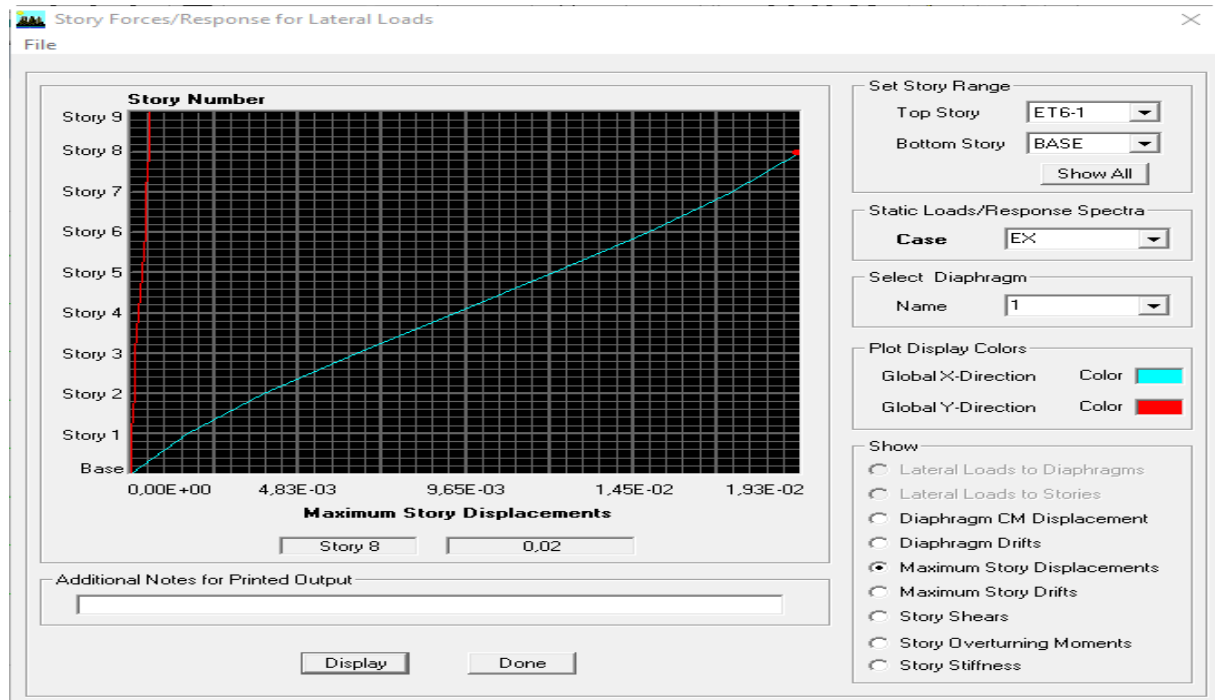


Figure IV-5- Déplacement maximal dans le sens x-x

$$\delta_{\max} = 0.02\text{m} \leq F = \frac{25,49}{500} = 0,05\text{m}$$

Suivant EY :

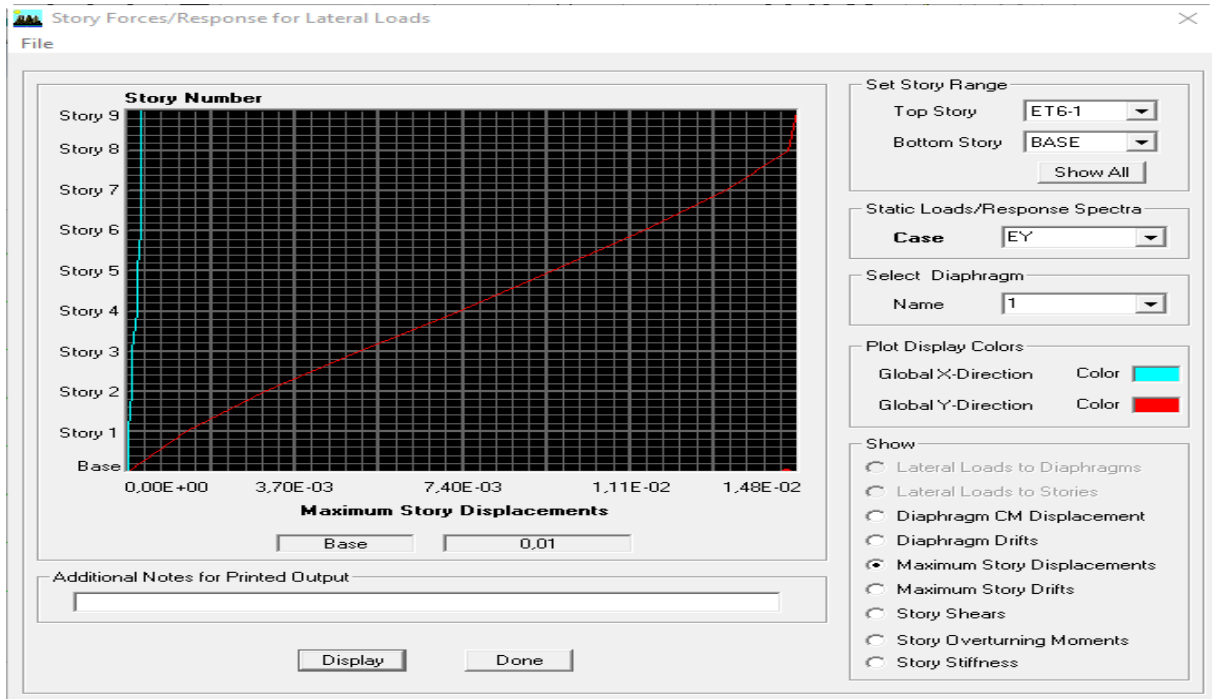


Figure IV-6- Déplacement maximal dans le sens Y-Y

$$\delta_{\max} = 0.01\text{m} \leq F = 25.49/500 = 0.05\text{ m} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

IV- 5-6-Vérification de l'effort tranchant à la base :(ART 4.3.6/ RPA Version 2003)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $VD \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;.....) dans le rapport $0.8V_t / VD$

◆ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V_{st} = \frac{ADQ}{R} W_t \text{RPA 99 [formule 4-1]}$$

$A = 0.15$: (coefficient d'accélération de zone : zone IIa, groupe 2).

$R = 3.5$ (valeur du coefficient de comportement : système 2)

W : poids total de la structure $\rightarrow W = 28361.22\text{kn}$

Q : facteur de qualité $Q = 1 + \Sigma Pq = 1,1$

D : facteur d'amplification dynamique

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \frac{T_2}{T}^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta \frac{T_2}{T}^{\frac{2}{3}} \frac{3}{T}^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

T1 ; T2 périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (tableau 4.7 RPA)

Site meuble (S3) T1=0.15s ; T2=0.5s

Dans notre cas $T_2 = 0.5 < T = 0.61 < 3s$ donc $D = 2.5 \eta \frac{T_2}{T}^{\frac{2}{3}}$

Pourcentage d'amortissement critique. $\zeta = 7\%$

$$\eta = \frac{7}{2+7} = 0.88 \geq 0.7 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'où $D = 1.92 < 2.5 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$

$$V_{st} = 2567.09 \text{ kn} \rightarrow 80\%V_{st} = 2053.67 \text{ kn}$$

◆ Effort tranchant à la base (obtenue par ETABS)

$$\text{sens xx } V_{etabs} = 2321.25 \text{ KN}$$

$$\text{sens yy } V_{etabs} = 2651.41 \text{ KN}$$

◆ Vérification

$$V_{etabs} \text{ xx} = 2321.25 \text{ kn} > 80\%V_{st} = 2053.67 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{etabs} \text{ yy} = 2651.41 \text{ kn} > 80\%V_{st} = 2053.67 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV- 5-7-Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

CM : centre de masse

CR : centre de rigidité

Suivant le sens x-x :

On doit vérifier que : $CM - CR \leq 5\% L_x$

Lxx	XCM	XCR	5% Lxx	CMx-CRx	OBS xx
19,40	9,677	9,702	0,97	-0,03	C V
19,40	9,675	9,705	0,97	-0,03	C V
19,40	9,759	9,71	0,97	0,05	C V
19,40	9,776	9,716	0,97	0,06	C V
19,40	9,776	9,722	0,97	0,05	C V
19,40	9,777	9,727	0,97	0,05	C V
19,40	9,778	9,733	0,97	0,04	C V
19,40	9,7	9,738	0,97	-0,04	C V

Tableau IV-8- Excentricité suivant x-x

Suivant le sens Y-Y :

On doit vérifier que : $CM - CR \leq 5\% L_y$

Lyy	YCM	YCR	5% Lyy	CMy-CRy	OBS yy
16,40	7,3	7,306	0,82	-0,006	C V
16,40	7,3	7,314	0,82	-0,014	C V
16,40	7,303	7,323	0,82	-0,02	C V
16,40	7,308	7,332	0,82	-0,024	C V
16,40	7,308	7,344	0,82	-0,036	C V
16,40	7,308	7,359	0,82	-0,051	C V
16,40	7,308	7,38	0,82	-0,072	C V
16,40	6,891	7,337	0,82	-0,446	C V

Tableau IV-9- Excentricité suivant y-y

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- ❖ La période est vérifiée ;
- ❖ Le pourcentage de participation massique est vérifié ;
- ❖ Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés ;
- ❖ L'effort tranchant à la base est vérifié ;
- ❖ l'effet du 2° ordre est vérifié ;
- ❖ Les efforts normaux dans les poteaux sont vérifiés ;
- ❖ L'excentricité est vérifiée.

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure.

V-1: Introduction

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants

◆ **Caractéristiques des matériaux :**

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	f_{c28} Mpa	θ	f_{bu} Mpa	γ_s	f_e Mpa	σ_s Mpa
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

Tableau V-1: tableau caractéristiques des matériaux

Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M2-2, M3-3) Ainsi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants

- ◆ Section partiellement comprimée (SPC)
- ◆ Section entièrement tendue SET
- ◆ Section entièrement comprimée (SEC)

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons suivantes :

- ◆ Effort normal maximal de compression ou de traction et moment correspondant.
- ◆ Effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- ◆ Moment maximal et effort normal correspondant.
- ◆ Moment minimal et effort normal correspondant.

V-2 : Conventions

- ◆ $N > 0$: compression
- ◆ $N < 0$: traction

V-3 : Combinaison de calcul

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99/version 2003 et BAEL 91 comme suit :

1-Selon BAEL 91 :

ELU : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$ (1)

2-Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (article 5.2)

$G + Q \pm E$ (2)

$0,8 G \pm E$ (3)

V-4:recommandations et exigences du RPA 99 révisée 2003

1-Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :

◆ Le pourcentage minimal d'armatures sera 0,8% $b \times h$ (en zoneIIa)

Poteaux (50×50) : $A_{min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$

Poteaux (45× 45) : $A_{min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$

Poteaux (40× 40) : $A_{min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

Poteaux (35× 35) : $A_{min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$

◆ Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6% $\times b \times h$ (en zoneIIa)

Poteaux (50×50) : $A_{min} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

Poteaux (45× 45) : $A_{min} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$

Poteaux (40× 40) : $A_{min} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Poteaux (35× 35) : $A_{min} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

◆ Le pourcentage maximal en zone courante sera 4% $\times b \times h$ (en zoneIIa)

Poteaux (50×50) : $A_{min} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$

Poteaux (45× 45) : $A_{min} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poteaux (40× 40) : $A_{min} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteaux (35× 35) : $A_{min} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

2-Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{f_e h_1}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale $f_e = 400 \text{ MPa}$

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il

est pris : $\lambda_g \leq 5 \rightarrow \rho = 3.75$

$\lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$

Et :

$t \leq 10\phi_1^{\min} ; 15 \text{ cm}$ En zone nodale (Zone II a)

$t \leq \min 15\phi_1^{\min}$ En zone courante

Avec : ϕ_1^{\min} diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{tb_1}$ en % est donnée comme suit :

Si : $\lambda_g \geq 5$ $A_{tmin} = 0.3 \% Stxb1$

Si : $\lambda_g \leq 3$ $A_{tmin} = 0.8 \% Stxb1$

Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes

$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ Ou $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$ avec **a** et **b**, les dimensions de la section du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermes par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10Φ** minimum.

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

V-5 : Calcul du ferrailage des poteaux :

A_{sx} : Armatures dans le sens xx.

A_{sy} : Armatures suivant le sens YY.

Etant donné que la structure comporte quatre (04) sections différentes de poteaux, les zones qui concernent les poteaux seront délimitées comme suit :

- ◆ **Zone 1** : sous-sols 1,2 et RDC pour les poteaux de dimensions (50X50)
- ◆ **Zone 2** : 1^{er} et 2^{eme} et 3^{eme} étage pour les poteaux de dimensions (45X45)
- ◆ **Zone 3** : 4^{eme} et 5^{eme} étage pour les poteaux de dimensions (40X40)
- ◆ **Zone 4** : charpente pour le poteau de dimension (35X35)

Le ferrailage des poteaux se fait suivant les sollicitations ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} \text{ et } M \text{ correspondant.} \\ N_{\min} \text{ et } M \text{ correspondant.} \\ M_{\max} \text{ et } N \text{ correspondant.} \end{array} \right.$$

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec ».

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant :

Zone	N	M	situation	Section	$A_{sup}(\text{cm})^2$	A_{inf}	A_{tot}	A_{min}	A_{adop}	Choix de barres
I	1704,5	6,617	ELU	50	0,00	0,00	0,00	20,00	24.11	12 HA16
	84,47	1,04	ELU	X	0,00	0,00	0,00			
	1106,58	46,752	ELU	50	0,00	0,00	0,00			

Zone	N	M	Situation	section	A_{sup}	A_{inf}	A_{tot}	A_{min}	A_{adop}	choix des barres
II	863,72	7,501	ELU	45	0,00	0,00	0,00	16,20	22.24	4HA14 + 8 HA16
	100,06	4,014	ACC	X	0,00	0,00	0,00			
	532,76	30,238	ELU	45	0,00	0,00	0,00			

Zone	N	M	Situation	Section	A_{sup}	A_{inf}	A_{tot}	A_{min}	A_{adop}	choix des barres
III	288,69	5,865	ELU	40	0,00	0,00	0,00	12,80	18.47	12 HA14
	0,2	5,651	ELU	X	0,00	0,46	0,46			
	99,5	22,804	ELU	40	0,00	0,23	0,23			

Zone	N	M	Situation	section	A_{sup}	A_{inf}	A_{tot}	A_{min}	A_{adop}	choix des barres
IV	390,6	8,158	ELU	35	0,00	0,00	0,00	9,80	12.32	8 HA14
	44,27	1,822	ACC	X	0,00	0,00	0,00			
	315,4	9,756	ELU	35	0,00	0,00	0,00			

Tableau V-2: Ferrailage des poteaux

1-Poteaux 50x50 (Zone I):

Sens xx : $A_{s1\ max} = 0.00\ cm^2$ on opte : 4 HA16 = 8,03cm² posé symétriquement.

Sens yy: $A_{s2\ max} = 0.00\ cm^2$ on opte : 4 HA16 = 8,03cm² posé symétriquement.

La section totale est de 12 HA16 = 24,11 cm² > $A_{s\ min} = 20\ cm^2$.

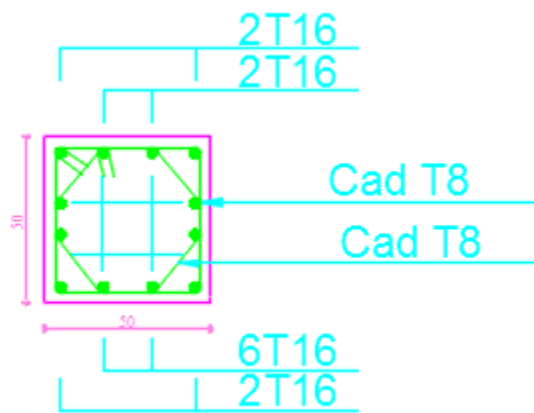


Fig. V-1: ferrailage des poteaux (50 x 50)

2-Poteaux 45x45 (Zone II) :

Sens xx : $A_{s1\ max} = 0.00\ cm^2$ on opte : 2 HA16 + 2 HA14 = 7.09cm² posé symétriquement.

Sens yy: $A_{s2\ max} = 0.00\ cm^2$ on opte : 2 HA16 + 2 HA14 = 7.09cm² posé symétriquement.

La section totale est de 8 HA16 + 4 HA14 = 22,24 cm² > $A_{s\ min} = 16.20\ cm^2$.

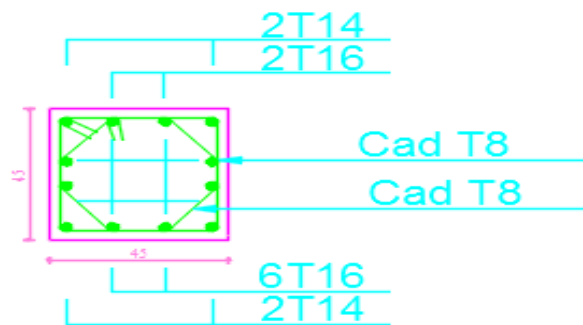


Fig. V-2: ferrailage des poteaux (45 x 45)

3-Poteaux 40x40 (Zone III):

Sens xx : $A_{s1\max} = 0,49\text{cm}^2$ on opte : 4 HA14 = 6,15cm² posé symétriquement.

Sens yy: $A_{s2\max} = 0,49\text{cm}^2$ on opte : 4 HA14 = 6,15cm² posé symétriquement.

La section totale est de 12 HA14 = 18,14 cm² > $A_{s\min} = 12.8\text{cm}^2$.

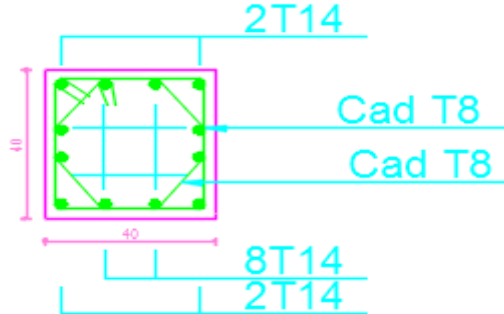


Fig . V-3: ferrailage des poteaux (40 x 40)

4-Poteaux 35x35(Zone IV) :

Sens xx : $A_{s1\max} = 0.00\text{cm}^2$ on opte : 3 HA14 = 4,61cm² posé symétriquement.

Sens yy : $A_{s2\max} = 0.00\text{cm}^2$ on opte : 3 HA14 = 4,61cm² posé symétriquement.

La section totale est de 8 HA14= 12,32 cm² > $A_{s\min} = 9.8\text{cm}^2$.

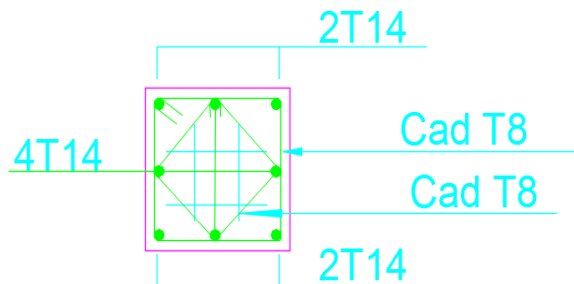


Fig . V-4: ferrailage des poteaux (35 x 35)

V.6 : Vérification a L'ELU

a) Vérification contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau}_b = \rho_b \times f_{c28}$$

Elancement géométrique des poteaux

Avec :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}; I_f = 0.7h_e$$

$$\text{si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow \bar{\tau}_b = \rho_b \times f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1,875\text{MPa}$$

$$\text{si } \lambda_g < 5 \rightarrow \bar{\tau}_b = \rho_b \times f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1,00\text{MPa}$$

1-Poteaux du sous-sol 1 (50x50)

$$\lambda_g = \frac{318,5}{50} = 6,37 > 5 \rightarrow \rho = 0,075$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{0,007}{500 \times 475} = 2,94 \times 10^{-5} \text{MPa} < \bar{\tau}_b = 1,875 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2-Poteaux sous-sol 2 (50x50)

$$\lambda_g = \frac{214,2}{50} = 4,28 < 5 \rightarrow \rho = 0,04$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{0,018}{500 \times 475} = 7,57 \times 10^{-5} \text{MPa} < \bar{\tau}_b = 1,00 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3-Poteaux de RDC (50x50)

$$\lambda_g = \frac{208,6}{50} = 4,07 < 5 \rightarrow \rho = 0,04$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{0,028}{500 \times 475} = 1,17 \times 10^{-4} \text{MPa} < \bar{\tau}_b = 1,00 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4-Poteaux étages 1-3 (45 x45)

$$\lambda_g = \frac{208,6}{45} = 4,63 < 5 \rightarrow \rho = 0,04$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{0,039}{450 \times 425} = 2,03 \times 10^{-4} \text{MPa} < \bar{\tau}_b = 1,00 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

5-Poteaux étages 4-5 (40 x40)

$$\lambda_g = \frac{208,6}{40} = 5,21 > 5 \rightarrow \rho = 0,075$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{0,032}{400 \times 375} = 2,13 \times 10^{-4} \text{MPa} < \bar{\tau}_b = 1,875 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

6-Poteaux charpente (35 x35)

$$\lambda_g = \frac{189}{35} = 5,4 > 5 \rightarrow \rho = 0,075$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{0,058}{300 \times 280} = 6,90 \times 10^{-4} \text{MPa} < \bar{\tau}_b = 1,875 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

b) Calcul des armatures transversales :

Ces armatures ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

1-Le Diamètre des armatures transversales :

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66\text{mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

On adoptera des cadres de section : $A_t = 2,01\text{cm}^2 = 4\text{HA8}$

2-Espacement des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003):

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{f_e h_1} \rightarrow t = \frac{A_t \times h_1 \times f_e}{\rho \times V_u}$$

Elancement géométrique des poteaux :

Avec $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$; $I_f = 0.7h_e$

◆ Poteaux sous-sol (50 x 50)

$$\lambda_g = 6.37 > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

La section d'armatures transversale est égal à $A_t = 2,01\text{cm}^2$

L'effort tranchant max est égale a $V_u = 8,48\text{KN}$

D'où $t = 17\text{cm}$

◆ Poteaux sous-sol 2 (50 x 50)

$$\lambda_g = 3 < 4.28 < 5 \rightarrow \rho = 3.75$$

La section d'armatures transversale est égal à $A_t = 2,01\text{cm}^2$

L'effort tranchant max est égale a $V_u = 29,59\text{KN}$

D'où $t = 4,94\text{cm}$

◆ Poteaux RDC (50 x 50)

$$\lambda_g = 3 < 4.07 < 5 \rightarrow \rho = 3.75$$

La section d'armatures transversale est égal à $A_t = 2,01\text{KN}$

L'effort tranchant max est égale a $V_u = 23,96\text{KN}$

D'où $t = 6.10\text{cm}$

◆ Poteaux E1- E3 (45 x 45)

$$\lambda_g = 3 < 4.63 < 5 \rightarrow \rho = 3.75$$

La section d'armatures transversale est égal à $A_t = 2,01\text{cm}^2$

L'effort tranchant max est égale a $V_u = 19.87\text{kN}$

D'où $t = 7.36\text{cm}$

◆ Poteaux E4 - E5 (40 x 40)

$$\lambda_g = 3 < 5.21 < 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

La section d'armatures transversale est égal à $A_t = 2,01\text{cm}^2$

L'effort tranchant max est égale a $V_u = 15,9\text{KN}$

D'où $t = 9.2\text{cm}$

◆ Poteaux de la toiture (35x35)

$$\lambda_g = 3 < 5.4 < 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

La section d'armatures transversale est égal à $A_t = 2,01\text{cm}^2$

L'effort tranchant max est égale a $V_u = 6,66\text{KN}$

D'où $t = 21.79\text{cm}$

c) Espacement maximal des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003)

1-Dans la zone nodale :

$$t \leq 10\phi_1^{\min}; 15\text{cm} = \min 10 \times 1.2, 15\text{cm} = 12\text{cm}$$

On opte un espacement $S_t = 10\text{cm}$

2-Dans la zone courante:

$$t \leq \min 15\phi_1^{\min} = 18\text{cm}$$

On opte un espacement $S_t = 10\text{cm}$

P.S :

A la zone nodale qui est très sensible aux séismes, on met des armatures en U superposées avec alternances d'orientation, à fin de la consolider et ainsi la rendre moins vulnérable.

d) Longueur de recouvrement

Pour la zone IIa $L_r = 40\phi$

- ◆ poteaux du sous-sol 1 (50×50)
 $L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$
- ◆ poteau E1-E5 (45×45)
 $L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$
- ◆ poteaux sous sol 2 (50×50)
 $L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.7 = 68\text{cm}$
- ◆ poteaux étages RDC (50×50)
 $L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.8 = 72\text{cm}$
- ◆ poteaux charpente (35×35)
 $L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$

e) Délimitation de la zone nodale

b1, h1 : Dimensions du poteau. h_e : Hauteur entre nu des poteaux.

$$h' = \max \frac{h_e}{6}, b, h, 60\text{cm}$$

- ◆ poteaux du sous-sol 1 (50×50)
 $h' = \max \frac{455}{6}, 50, 50, 60\text{cm} = \max 75.83; 50, 50; 60 = 75.83\text{cm}$
- ◆ poteau du sous-sol 2 (50×50)
 $h' = \max \frac{306}{6}, 50, 50, 60\text{cm} = \max 51; 50, 50; 60 = 60\text{cm}$

- ◆ poteaux de RDC (50×50)

$$h' = \max \frac{298}{6}, 50, 50, 60 \text{ cm} = \max 49.66; 50, 50; 60 = 60 \text{ cm}$$
- ◆ poteaux étages 1-3 (45×45)

$$h' = \max \frac{298}{6}, 45, 45, 60 \text{ cm} = \max 49.66; 45, 45; 60 = 60 \text{ cm}$$
- ◆ poteaux étages 4-5(40×40)

$$h' = \max \frac{298}{6}, 40, 40, 60 \text{ cm} = \max 49.66; 40, 40; 60 = 60 \text{ cm}$$
- ◆ Poteaux charpente (35×35)

$$h' = \max \frac{298}{6}, 50, 50, 60 \text{ cm} = \max 49.66; 35, 35; 60 = 60 \text{ cm}$$

Vérification de la quantité d'armatures (Art 7.4.2.2 RPA 2003)

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

Si : $\lambda_g \geq 5$ $A_{tmin} = 0.3 \% \text{ Stxb1}$

Si : $\lambda_g \leq 3$ $A_{tmin} = 0.8\% \text{ Stxb1}$

Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes

- ◆ poteaux du sous-sol 1 (50×50) : $\lambda_g = 6.37 > 5$
 $A_{tmin} = 0.3 \% \text{ Stxb1} = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2 < A_{tadop} = 2.01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$
- ◆ poteau du sous-sol 2(50×50) : $3 < \lambda_g = 4.28 < 5$
 $A_{tmin} = 0.4 \% \text{ Stxb1} = 0.004 \times 10 \times 50 = 2 \text{ cm}^2 < A_{tadop} = 2.01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$
- ◆ poteaux de RDC (50×50) : $\lambda_g = \frac{208.6}{50} = 4.07 < 5$
 $A_{tmin} = 0.4 \% \text{ Stxb1} = 0.004 \times 10 \times 50 = 2 \text{ cm}^2 < A_{tadop} = 2.01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$
- ◆ poteaux étages 1-3(45×45) : $\lambda_g = \frac{208.6}{45} = 4.63 < 5$
 $A_{tmin} = 0.4 \% \text{ Stxb1} = 0.004 \times 10 \times 45 = 1.8 \text{ cm}^2 < A_{tadop} = 2.01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$
- ◆ poteaux étages 4-5(40×40) : $\lambda_g = \frac{208.6}{40} = 5.21 > 5$
 $A_{tmin} = 0.3 \% \text{ Stxb1} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 < A_{tadop} = 2.01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$
- ◆ poteaux charpente (35×35) : $\lambda_g = \frac{189}{35} = 5.4 > 5$
 $A_{tmin} = 0.3 \% \text{ Stxb1} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < A_{tadop} = 2.01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$

f) Condition de non fragilité

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à La limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} b \times d$$

Les vérifications seront résumées dans les tableaux suivants :

Poteaux (zone 3) E1 E2 E3

Section (cm) ²	Cas	N kn	M kn. m	e _s cm	$\frac{h}{6}$	nature	A _{min}	A _{adoptée}	obs.
40	1	208.36	-4.226	-2.028	6.66	SEC	3.83	18.47	CV
×	2	195.03	7.986	4.094	6.66	SEC	8.01		CV
40	3	-72.64	-16.313	22.45	6.66	SPC	0.65		CV

Poteaux (zone1) SS1 SS2 RDC

Section (cm) ²	Cas	N kn	M kn. m	e _s cm	$\frac{h}{6}$	nature	A _{min}	A _{adoptée}	obs
50	1	1226.47	-4.732	-0.38	8.33	SEC	6.80	24.11	CV
×	2	391.82	3.294	0.84	8.33	SEC	7.39		CV
50	3	-798.23	33.423	-4.18	8.33	SEC	5.66		CV

Poteaux (zone2) E4 E5

Section (cm) ²	Cas	N kn	M kn. m	e _s cm	$\frac{h}{6}$	nature	A _{min}	A _{adoptée}	Obs.
45	1	621.77	-5.364	-0.86	7.5	SEC	5.28	22.24	CV
×	2	164.89	6.775	4.10	7.5	SEC	9.08		CV
45	3	-384.51	21.574	-5.610	7.5	SEC	4.25		CV

Poteaux (zone4) toiture

Section (cm) ²	Cas	N kn	M kn. m	e _s cm	$\frac{h}{6}$	nature	A _{min}	A _{adoptée}	obs
35	1	280.57	5.872	2.09	5.83	SEC	4.23	12.32	CV
×	2	227.01	-4.351	-1.91	5.83	SEC	2.87		CV
35	3	-226.56	7.03	3.10	5.83	SEC	5.35		CV

Tableau V-3: vérification des sections d'armatures

V-7 Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite de compression du béton :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à déterminer les contraintes dans le béton et dans les aciers δ_{bc} et à démontrer que ces contraintes sont au plus égales aux admissibles $\overline{\delta_{bc}}$ et $\overline{\delta_{st}}$

Contrainte admissible dans l'acier $\overline{\delta_{st}} = 348\text{MPa}$

Contrainte admissible dans le béton $\overline{\delta_{bc}} = 15\text{MPa}$

δ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

δ_{ss} : Contrainte max dans les aciers inférieurs.

δ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

δ_{bs} : Contrainte max dans les aciers supérieurs

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

Remarque :

Les contraintes positives représentent des compressions, et les contraintes négatives représentent des tractions.

b) Vérification des contraintes

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

Remarque :

Cas 1 = (N_{\max} et M_{cor})

Cas 2 = (N_{\min} et M_{cor})

Cas 3 = (M_{\max} et N_{cor})

Section	cas	Ns	Ms	δ_{bc} inf	δ_{bc} sup	δ_{st} inf	δ_{st} sup	$\overline{\delta_s}$	$\overline{\delta_b}$	OBS
50	1	1226.47	-4.732	4.3	4.5	64.7	69.6	348,00	15,00	CV
X	2	391.82	3.294	1.3	1.6	19.8	23.2	348,00	15,00	CV
50	3	-798.23	33.423	1.6	4.2	26.4	61.0	348,00	15,00	CV

Section	cas	Ns	Ms	δ_{bc} inf	δ_{bc} sup	δ_{st} inf	δ_{st} sup	$\overline{\delta_s}$	$\overline{\delta_b}$	OBS
45	1	621.77	-5.364	2.5	3.1	38.0	45.4	348,00	15,00	CV
X	2	164.89	6.775	0.4	1.1	6.4	15.7	348,00	15,00	CV
45	3	-384.51	21.574	0.6	2.9	10.8	40.7	348,00	15,00	CV

Chapitre V : ferrailage des poteaux

Section	cas	Ns	Ms	$\delta_{bc \text{ inf}}$	$\delta_{bc \text{ sup}}$	$\delta_{st \text{ inf}}$	$\delta_{st \text{ sup}}$	$\bar{\delta}_s$	$\bar{\delta}_b$	OBS
40 X 40	1	208.36	-4.226	0.9	1.5	13.5	12.1	348,00	15,00	CV
	2	195.03	7.986	0.5	1.7	8.8	24.00	348,00	15,00	CV
	3	-72.64	-16.313	2.00	0.00	-30.5	25.6	348,00	15,00	CV

Section	cas	Ns	Ms	$\delta_{bc \text{ inf}}$	$\delta_{bc \text{ sup}}$	$\delta_{st \text{ inf}}$	$\delta_{st \text{ sup}}$	$\bar{\delta}_s$	$\bar{\delta}_b$	OBS
35 X 35	1	280.57	5.872	1.4	2.7	22.6	39.2	348,00	15,00	CV
	2	227.01	-4.351	2.2	1.2	31.8	18.8	348,00	15,00	CV
	3	-226.56	7.03	0.9	2.5	15.00	34.8	348,00	15,00	CV

Tableau V-4 : vérification des contraintes

Conclusion

Les contraintes admissibles sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

Conclusion : les sections d'armatures choisies pour les poteaux à L'ELU sont vérifiées à L'ELS.

Finalemment :

Toutes les conditions sont vérifiées alors le tableau suivant représente le choix des barres et leurs espacements :

Poteaux	section cm ²	Barres longitudinales	Barres transversales	St cm zone nodale	St cm Zone courante
Zone1	50× 50	12HA16	4 Φ 8	10	10
Zone2	45× 45	8HA16+4HA14	4 Φ 8	10	10
Zone3	40× 40	12HA14	4 Φ 8	10	10
Zone4	35× 35	8HA14	4 Φ 8	10	10

Tableau V-5 : Résumé ferrailage des poteaux

VI-1-Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

VI-2-Réglémentation

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple, à l'état limite ultime (**ELU**) puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (**ELS**).

Les aciers nécessaires pour le ferrailage des poutres seront donnés par les différentes combinaisons d'actions respectivement en travées et en appuis.

- ◆ 1.35 G + 1.5 Q (E.L.U.)
- ◆ G + Q (E.L.S.)
- ◆ G + Q + E (RPA99/Version_2003)
- ◆ 0.8 G ± E (RPA99/Version_2003)

VI-3-Recommandations du RPA pour le ferrailage des poutres

1-Armatures longitudinales :

- ◆ Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
- ◆ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.
- ◆ La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone **IIa**.
- ◆ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

	Pourcentage maximum		Pourcentage minimum
	zone courante	Zone de recouvrement	
Poutres principales (50X40)cm²	80	120	10
Poutres secondaires (40X30)cm²	48	72	6

Tableau VI-1: Pourcentage des armatures longitudinales

2-Armatures transversales :

- ◆ La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- ◆ L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$s_t^{\max} = \min \frac{h}{4}, 12\phi$ → En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

$s_t \leq \frac{h}{2}$ → En zone de recouvrement.

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- ◆ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

3-Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexes 3 E, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que : La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- ◆ A $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- ◆ A $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- ◆ La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VI-4-Etapes de calcul à l'ELU

- ◆ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec} \quad f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Le moment réduit limite est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA

Situation courante

$$\begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ \theta = 1 \end{array} \longrightarrow \begin{array}{l} f_{bu} = 14,2\text{MPa} \\ \sigma_{st} = 348\text{MPa} \end{array}$$

Situation accidentelle

$$\begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1,00 \\ \theta = 0,85 \end{array} \longrightarrow \begin{array}{l} f_{bu} = 21,74\text{MPa} \\ \sigma_{st} = 400\text{MPa} \end{array}$$

On distingue deux cas

Si : $\mu < \mu_i = 0,392$ → La section est simplement armée(SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$$

Si : $\mu > \mu_i = 0,392$ → La section est doublement armée(SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections

On calcule : $A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_1}{\beta d \tau_s} + \frac{\Delta M}{d - c' \sigma_s}$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{d - c' \sigma_s}$$

VI-5-Ferrailage

Le calcul de la section d'armatures pour les poutres de la structure est résumé dans les tableaux ci-après selon le moment maximal en travée et en appuis pris pour tous les niveaux de la structure

$$A_{\min} = 0,50\%bh = 10\text{cm}^2$$

$$A_{\max} = 6\%bh = 120\text{cm}^2$$

VI-6-Vérifications à l'ELU

1-Vérification de la condition de non fragilité

◆ **Poutres principales:** $A_{\min} = \frac{0,23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 40 \times 47 \times 2,1}{400} = 2,27 \text{cm}^2$

$A_{\min} = 2,27 \text{cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 10,65 \text{cm}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

◆ **Poutres secondaires:** $A_{\min} = \frac{0,23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,34 \text{cm}^2$

1-Appuis

$A_{\min} = 1,34 \text{cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 6,88 \text{cm}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

2-Travée

$A_{\min} = 1,34 \text{cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 6,03 \text{cm}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

2-Vérification de la contrainte tangentielle

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \leq \tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right)$

Avec T_{\max} : effort tranchant max a l'ELU

$\tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right) = 3,33 \text{MPa}$

◆ **Poutres principales :** $\tau_u = \frac{6,903 \times 10^3}{400 \times 470} = 0,04 \text{MPa}$

$\tau_u = 0,04 \text{MPa} < \tau_u = 3,33 \text{MPa} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

◆ **Poutres secondaires:** $\tau_u = \frac{26,226 \times 10^3}{300 \times 370} = 0,24 \text{MPa}$

$\tau_u = 0,24 \text{MPa} < \tau_u = 3,33 \text{MPa} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

3-Influence de l'effort tranchant sur le béton:

On doit vérifier que :

$$T_u^{\max} \leq T_u = 0,4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } a = 0,9d$$

◆ **Poutres principales**

$$T_u^{\max} \leq T_u = 0,4 \times 0,40 \times 0,9 \times 0,47 \times 10^3 \times \frac{25}{1,5} = 1128 \text{KN}$$

$T_{\max} = 6,903 \text{KN} < T_u^{\max} = 1128 \text{KN} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

◆ Poutres secondaires

$$T_u^{\max} \leq T_u = 0,4 \times 0,30 \times 0,9 \times 0,37 \times 10^3 \times \frac{25}{1,5} = 666 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 26,226 \text{ KN} < T_u^{\max} = 666 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

4- Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

$$\text{On doit vérifier que : } A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d})$$

◆ Poutres principales

$$A_s \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} 6,903 - \frac{118,679}{0,9 \times 0,47} = -7,87 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10,65 \text{ cm}^2 > -7,87 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

◆ Poutres secondaires

$$A_s \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} 26,226 - \frac{59,044}{0,9 \times 0,37} = -4,34 \text{ cm}^2$$

1-Appuis

$$A_s = 6,88 \text{ cm}^2 > -4,34 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

2-Travée

$$A_s = 6,03 \text{ cm}^2 > -4,34 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

5-vérification de la contrainte d'adhérences

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_{se} \leq \tau_{se}$$

Avec

$$\tau_{se} = \frac{T^{\max}}{0,9d U_i}$$

$U_i = n\phi\pi$: Somme des périmètres utiles

$$\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

◆ Poutres principales

$$3\text{HA}16 + 3\text{HA}14 \rightarrow U_i = 3 \times 1,6 + 3 \times 1,4 \times 3,14 = 28,26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{6,903 \times 10^3}{0,9 \times 470 \times 282,6} = 0,06 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,06 \text{ MPa} \leq \tau_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

◆ **Poutres secondaires**

1-Appuis

$$3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 \rightarrow U_i = 3 \times 1,4 + 2 \times 1,2 \times 3,14 = 20,72\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26,226 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 207,2} = 0,38\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,38 \leq \tau_{se} = 3,15\text{MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2-Travée

$$3\text{HA}16 \rightarrow U_i = 3 \times 1,6 \times 3,14 = 15,07\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26,226 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 150,7} = 0,52\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,52 \leq \tau_{se} = 3,15\text{MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

6-Ancrage des barres aux appuis

$$\tau_{se} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{MPa}$$

$$\text{Pour les } \emptyset 12 \rightarrow l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33\text{cm}$$

$$\text{Pour les } \emptyset 14 \rightarrow l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38\text{cm}$$

$$\text{Pour les } \emptyset 16 \rightarrow l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44\text{cm}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les aciers HA

On prend :

$$\text{Pour les } \emptyset 12 \rightarrow l_s L_S = 0,4 \times 42,33 = 16,9\text{cm}$$

$$\text{Pour les } \emptyset 14 \rightarrow l_s L_S = 0,4 \times 49,38 = 19,8\text{cm}$$

$$\text{Pour les } \emptyset 16 \rightarrow l_s L_S = 0,4 \times 56,44 = 22,6\text{cm}$$

VI-7-Calcul des armatures transversales

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

◆ **poutres principales**

$$\emptyset_t \leq \min \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_l^{\max} = \min 14,29; 40; 160 = 1,429\text{cm}$$

◆ **poutres secondaires**

$$\emptyset_t \leq \min \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_l^{\max} = \min 11,43; 30; 160 = 1,143\text{cm}$$

On prend $\phi_t = 8\text{mm}$

On choisira **1 cadre +1 étrier** soit $A_t = 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2$.

VI-8-L'espacement des armatures transversales

1-Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30\text{cm})$

- ◆ **poutres principales** $S_t \leq \min \frac{50}{4}; 12 \times 1,6; 30\text{cm} = 12,5\text{cm}$
- ◆ **poutres secondaires** $S_t \leq \min \frac{40}{4}; 12 \times 1,4; 30\text{cm} = 10\text{cm}$

On prend **$S_t = 10\text{cm}$**

2-Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$

- ◆ **poutres principales** $S_t = 15\text{cm}$
- ◆ **poutres secondaires** $S_t = 15\text{cm}$

On prend **$S_t = 15\text{cm}$**

VI-9-Armatures transversales minimales :

- ◆ **poutres principales**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8\text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \geq A_t^{\min} = 1,8\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- ◆ **poutres secondaires**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \geq A_t^{\min} = 1,35\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI-10-Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

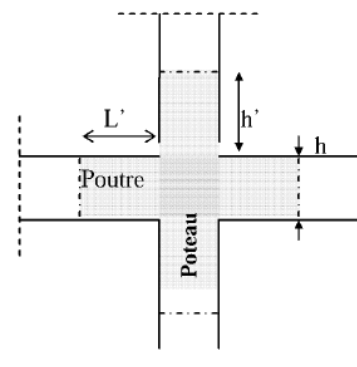
$$L' = 2h$$

- ◆ h : hauteur de la poutre.
- ◆ b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

On aura :

$$L' = 2h = 100\text{cm} \quad \text{Poutres principales}$$

$$L' = 2h = 80\text{cm} \quad \text{Poutres secondaires}$$



VI-11-Vérification à l'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives :

- ◆ Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).
- ◆ Etat limita de résistance du béton à la compression.
- ◆ Etat limite de déformation

1-Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire

2-Etat limite de déformation du béton en compression :

Il ya lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$

Avec : $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

Et : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}$ contrainte de traction des aciers

β et K_1 Sont en fonction de ρ_1 avec : $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

		Ms(kN. m)	d	A _s ELU	ρ_1	β_1	α_1	K ₁	σ_s	σ_{bc}	σ_{bc}	Observation
P	Appuis	84,821	47	10,65	0,566	0,889	0,335	29,84	190,61	6,39	15	vérifiée
P	Travée	53,223	47	10,65	0,566	0,889	0,335	29,84	119,61	4,01		
P	Appuis	42,384	37	6,88	0,620	0,884	0,348	28,10	188,35	6,70	15	vérifiée
S	Travée	19,582	37	6,03	0,543	0,890	0,330	30,45	98,62	3,24		

Tableau VI-4: Les résultats des vérifications à l'ELS

3-Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveaux de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport a la flèche admissible pour ne pas nuira à l'aspect et l'utilisation de la construction.

On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, qui ne doit pas dépasser la valeur limite.

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq f$$

Valeurs limites de la flèche $f = \frac{l_{\max}}{500}$

- ◆ sens des poutres principales :

$$f = \frac{340}{500} = 0,68 > f = 0,010 \text{ (La flèche tirée par le logiciel ETABS)}$$

- ◆ sens des poutres secondaire :

$$f = \frac{580}{500} = 1,16 > f = 0,044 \text{ (La flèche tirée par le logiciel ETABS)}$$

Donc la flèche est vérifiée.

Chapitre VI: Ferrailage des poutres

														Ferrailage adoptée	
Poutres		M(kN. m)	Combi	b mm	d mm	f _{bc} (MPa)	μ	Obs.	β	σ _s (MPa)	As (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée	filantes	chapeaux
libre	Appuis	118,679	ELU	400	470	14,2	0,095	SSA	0,95	348	7,64	10	10,65	3HA16	3HA14
	Travée	74,388	ELU	400	470	14,2	0,059	SSA	0,97	348	4,69	10	10,65	3HA16	3HA14
	Appuis	153,031	ACC	400	470	21,74	0,080	SSA	0,958	400	8,5	10	10,65	3HA16	3HA14
	Travée	70,591	ACC	400	470	21,74	0,037	SSA	0,982	400	3,82	10	10,65	3HA16	3HA14

Tableau VI-2: ferrailage des poutres principales

														Ferrailage adoptée	
Poutres		M(kN. m)	Combi	b mm	d mm	f _{bc} (MPa)	μ	Obs.	β	σ _s (MPa)	As (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée	filantes	chapeaux
libre	Appuis	59,044	ELU	300	370	14,2	0,101	SSA	0,949	348	4,84	6,00	6,88	3HA14	2HA12
	Travée	27,398	ELU	300	370	14,2	0,047	SSA	0,977	348	2,18	6,00	6,03	3HA16	0
	Appuis	87,439	ACC	300	370	21,74	0,098	SSA	0,952	400	6,23	6,00	6,88	3HA14	2HA12
	Travée	76,468	ACC	300	370	21,74	0,086	SSA	0,958	400	5,41	6,00	6,03	3HA16	0

Tableau VI-3: ferrailage des poutres secondaires

VII.1 : Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL 91 et les vérifications selon le RPA99 version 2003.

Sous l'action des forces horizontales dues au séisme ainsi que les forces verticales (charges et surcharges), les voiles sont sollicités en flexion composée.

Pour que la structure résiste à ces sollicitations et reste fonctionnelle, on prévoit trois types d'armatures

- ◆ Armatures verticales
- ◆ Armatures horizontales
- ◆ Armatures transversales

VII.2 : Ferrailage des trumeaux

Les trumeaux sont sollicités en général en flexion composée avec un effort tranchant, cependant l'application des règles classiques de béton armé n'est possible que si la structure considérée est contreventée par des voiles suivant deux directions orthogonales dans ce cas le calcul des trumeaux se fera suivant la direction de leur plan moyenne. Ce qui est le cas dans notre ouvrage

VII.3 : Méthode de calcul

M, N leurs valeurs seront tirées du logiciel ETABS

VII.3.1 : Excentricité

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

VII.3.2 : Calcul de la hauteur utile d

Pour déterminer la hauteur utile nécessaire de la section transversale du trumeau pour les armatures tendues calculées soient convenablement disposées.

Trois possibilités se présentent :

- ◆ La première consiste à choisir le ferrailage du potelet comme étant les armatures tendues qui seront calculées (leur nombre sera de 4 barres). Déterminer la hauteur utile par rapport à leur centre de gravité et de calculer le ferrailage
- ◆ La deuxième consiste à disposer les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (L/10). Choisir le centre de gravité des armatures à disposer dans cette zone (par rapport à l'espacement des armatures) et de calculer la hauteur utile correspondante. Ainsi on peut calculer les armatures liées à cette zone
- ◆ La troisième option consiste à disposer toutes les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (sur toute la longueur lt).

Remarque : Si la section est trop importante et que l'on ne peut pas choisir 4 barres, on passe à la deuxième option.

VII.3.3 : La longueur de la zone tendue :

$$L_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L$$

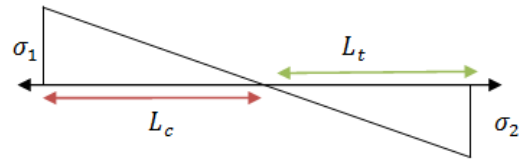
$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} y$$

Avec :

B : Section du béton

$$I : \text{Moment d'inertie } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

y : Bras de levier $y = \frac{L}{2}$



VII.3.4 : Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues :

$$M = M_u \pm N_u d - \frac{L}{2}$$

VII.3.5 : Ferrailage

VII.3.5.1 : Armatures verticales

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$A_v = \frac{M}{\beta d \sigma_s} + \frac{N}{\sigma_s}$$

VII.3.5.2 : Armatures horizontale

1-Exigence du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.4.1)

- ◆ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ
- ◆ $A_H \geq 0.15\%B$
- ◆ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ◆ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

2-Exigence du BAEL91 (Art A.8.2.4)

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

VII.3.5.3: Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingle dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticales sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 version 2003 les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par 4 épingle au mètre carré

VII.3.5.4: D'armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dans la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{avec} \quad T = 1.4T_u$$

T_u : Effort tranchant calculée au niveau considère

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VII.3.5.5 : Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité de voile armé par des barres verticales dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

VII.3.5.6 : Espacement

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite de deux valeurs suivantes

$$\begin{aligned} S_t &\leq 1.5 \times a \\ S_t &\leq 30 \text{ cm} \end{aligned} \quad \text{a: épaisseur du voile}$$

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égales à 15 cm

VII.3.5.7 : Longueur de recouvrement

Elle doit être égale à :

- ◆ 40ϕ pour les barres situés dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible
- ◆ 20ϕ pour les barres situées dans la zone comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VII.3.6 : Vérifications

1-Exigence de RPA

Zone tendue : $A_t \geq 0.2\%bL_t$

Globalement dans le trumeau : $A_t \geq 0.15\%$

Zone courante : On doit vérifier que : $10A_c > 0.10\% \times 8 \times B$

A_c : Section d'armature dans la zone courante

2-Exigence du BAEL

$$A_{\min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e}$$

VII.3.7 : Vérification à l'ELS

On doit vérifier que

$$\sigma_b < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué $N_s = G + Q$

B : section du béton

A : section d'armature adoptée.

VII.3.8 : Vérification de la contrainte de cisaillement :

1-D'après le RPA 99 version

$$\tau_b \leq \tau_b = 0.2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times 0.9L} \text{ avec } T = 1.4 T_u$$

Avec :

b : Epaisseur de voile

d : Hauteur utile ($d=0.9h$)

h : hauteur de la section brute.

2-D'après le BAEL91

$$\tau_u \leq \tau_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times 0.9L} \tau_u = \frac{1}{\gamma_b} 0.64f_{cj}^{2/3}$$

VII.4 : exemple de calcul

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Pour le calcul de ferrailage on a partagé l'ouvrage en quatre (04) zones.

- ◆ Zone 1: sous-sols 1,2
- ◆ Zone 2 : RDC
- ◆ Zone 3 : 1^{er} jusqu'à 3^{ème} niveau.
- ◆ Zone 4: 4^{ème}, 5^{ème} niveau.

Nous prenons comme exemple de calcul le voile V15 (L=3.4m) dans la première zone.

ZONE I : sous-sols

$$L=3.4 \text{ m}$$

$$e = 0.25\text{m}$$

$$B = 0.85 \text{ m}^2$$

$$I = 0.81\text{m}^4$$

$$M_{\max} = 17788.59\text{kN.m} \longrightarrow N_{\text{cor}} = 6644.92\text{kN (Effort de traction)}$$

VII.4.1 Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1863.35\text{kN}}{687.29} = 2,67\text{m} > \frac{L}{2} - c \text{ Avec } c = 0.03 \text{ m}$$

On est dans le cas d'une section partiellement comprimée.

VII.4.2 Calcul des contraintes

$$\sigma_{\max} = 47711.63 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\min} = -29151.39\text{KNm}$$

VII.4.3 Calcul de la longueur de zone tendue :

$$L_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = 2.11 \text{ m}$$

VII.4.4 Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues

$$M = M_u - N_u d - \frac{L}{2} = 11010.77\text{kNm}$$

VII.4.5 : Ferrailage du voile

VII.4.5.1 : Armatures verticales

$$\mu = \frac{M}{bd^2f_{bu}} = \frac{11010.77}{25 \times 272^2 \times 21.74} = 0.27 \text{ d'ou } \beta = 0.839$$

$$\text{Avec } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.74\text{MPa}$$

$$A_t = \frac{M}{\beta d \sigma_s} + \frac{N}{\sigma_s} = \frac{11010.77}{0.839 \times 272 \times 400} + \frac{11010.77 \times 10^{10}}{400} = 45\text{cm}^2$$

1-Section minimale pour la zone tendue

La section minimale qui est donnée par le RPA est :

$$A_{\min} = 0.2\%bL_t = 10.55\text{cm}^2$$

$$A_{lt \text{ adopté}} = 12,30\text{cm}^2 > A_{\min} = 10,55\text{cm}^2$$

2-Armatures verticales de la zone courante :

♦ Détermination de la zone courante : L_c

$$L_c = L - (L/10 + L/10) = 340 - 68 = 272 \text{ cm.}$$

$$A_c = 0.10\% \times B_c$$

Avec :

B_c : La section de la zone courante.

$$B_c = 2,72 \times 0,25 = 0,68\text{m}^2$$

$$A_c = 0.10\% \times B_c = 0,001 \times 6800 = 6,8\text{cm}^2$$

Soit (24 HA10) espacement = 20 cm

$$A_{\text{adoptée}} = 24\text{HA10} = 18,84\text{cm}^2$$

◆ **Section minimale dans tout le voile (Article 7.7.4.3 RPA 99 modifié 2003)**

$$A_{\min} = 0.15\%B = 12.75 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 31.14 \text{ cm}^2 > 12.75 \text{ cm}^2$$

La section totale adoptée est de $A_s=31.14\text{cm}^2$, **2(4HA12) + 24HA12**

VII.4.5.2 : Armature horizontale

$$A_H \geq \max \frac{A_{v,ad}}{4} ; 0.15\%B = \max 7.785 ; 12.75 = 12.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_H = 27HA10 = 18.05 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 15 \text{ cm}$$

VII.4.5.3 : Armature transversale

Les deux nappes d'armature sont reliées par 4 épingles en HA8 par mètre carré de surface verticale.

VII.4.6: Vérification à l'ELS

On doit vérifier que $\sigma_b < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{6609 \times 10^3}{0.85 \times 10^6 + 15 \times 31.14 \times 10^2} = 7.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 7.37 < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

VII.4.7 : Vérification de la contrainte de cisaillement

1-D'après le RPA 99 version 2003

$$\tau_b \leq \tau_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times 0.9L} = \frac{1.4 \times 318.314}{0.25 \times 0.9 \times 3.4 \times 10^3} = 0.58 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.58 \text{ MPa} \leq \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

2-D'après BAEL91

$$\tau_u \leq \tau_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{318.314}{0.25 \times 0.9 \times 3.40 \times 10^3} = 0.41 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1}{\gamma_b} 0.64f_{cj}^{2/3} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.41 \leq \tau_u = 4.75 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII.5 : Résultats trouvés

Les résultats de calcul pour les voiles sont regroupés dans les tableaux c'est dessous.

1-Voiles longitudinaux :

Zones	L(m)	(M, N)	N(KN)	M(KN.m)	OBS	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	L _t (m)	Lc(m)
1	3.4	N (max)	9131.28	1713.669	SEC	17910.25	7181.26	≈	1.29
		M (max)	6644.92	17788.59	SPC	47711.63	-29151.39	2.11	
		N (min)	9131.28	1836.085	SEC	14558.50	6926.85	≈	
2	3.4	N (max)	6825.11	1674.063	SEC	14415.24	5658.607	≈	1.29
		M (max)	5625.26	8648.38	SEC	30891.28	-14346.39	≈	
		N (min)	2833.11	6469.084	SPC	21085.48	-12752.80	2.11	
3	3.4	N (max)	6117.03	1753.841	SEC	13582.60	4408.66	≈	1.22
		M (max)	4516.06	7510.995	SEC	19409.95	-13002.8	≈	
		N (min)	1642.96	3244.527	SPC	10901.80	-6069.56	2.18	
4	3.4	N (max)	3342,3	2049,997	SEC	10276,67	-446,38	≈	1,27
		M (max)	2513.34	3207.905	SEC	12085.99	-4693.81	≈	
		N (min)	750.05	1644.815	SPC	5404.83	-3198.8	2.13	

Tableau VII -1: Calcul des voiles longitudinaux

2-Voiles transversaux

Zones	L(m)	(M, N)	N(KN)	M(KN.m)	OBS	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	L _t (m)	Lc(m)
1	3.0	N (max)	6973.32	680.792	SEC	27399.33	6789.05	≈	1.02
		M (max)	5250.24	9236.388	SPC	25372.18	-13018.67	1.98	
		N (min)	2282.08	671.592	SEC	4080.52	1289.07	≈	
2	3.0	N (max)	4683	555.234	SEC	8094.78	4393.22	≈	3
		M (max)	3570.15	3075.222	SEC	15010.93	-5490.54	≈	
		N (min)	1755.89	836.469	SEC	5129.41	-447.04	≈	
3	3.0	N (max)	4232.36	578.736	SEC	7572.26	3714.02	≈	1.23
		M (max)	1925.84	2196.92	SEC	9890.85	-4755.28	≈	
		N (min)	851.03	1866.48	SPC	7356.30	-5086.89	1.77	
4	3.0	N (max)	1814.74	521.259	SEC	4157.18	682.12	≈	≈
		M (max)	1429.25	2402.173	SPC	9912.91	-6101.57	1.85	1.15
		N (min)	174.81	1837.143	SPC	6356.89	-5890.73	1.55	1.45

Tableau VII -2: Calcule des voiles transversaux

3-Ferrailage des Voiles transversaux :

Zone		I	II	III	IV
$A_t \text{ cm}^2$		80.40	0	9.55	23.84
$A_{t \text{ adoptée}} \text{ cm}^2$		18.46	18.46	18.46	18.46
$A_{t \text{ min}} \text{ cm}^2$		9.9	0	7.08	7.4
$A_c \text{ cm}^2$		6	4.8	4.8	4.8
$A_{c \text{ adoptée}} \text{ cm}^2$		17.27	17.27	17.27	17.27
$A_{\text{totale}} \text{ cm}^2$		26.50	26.50	26.50	26.50
$A_{\text{totale min}} \text{ cm}^2$		11.25	9	9	9
Zone d'extrémité		2x 6HA14	2x 6HA14	2x 6HA14	2x 6HA14
Zone médiane		22HA12	22HA12	22HA12	22HA12
Espacement (cm)	extrémité	10	10	10	10
	Médiane	20	20	20	20
Armature horizontale		2(28HA10) e = 15cm	2(18HA10) e = 15cm	2(18HA10) e = 15cm	(18HA10) e = 15cm
Armature transversale		Les deux nappes d'armature sont reliées par 4 épingles en HA8 par mètre carré de surface verticale.			

Tableau VII -3: ferrailages des voiles transversaux

4-Ferrailage des Voiles longitudinaux :

Zone		I	II	III	IV
$A_t \text{ cm}^2$		45	36.08	26.28	10.45
$A_{t \text{ adoptée}} \text{ cm}^2$		12.30	12.30	12.30	12.30
$A_{t \text{ min}} \text{ cm}^2$		10.55	8.44	8.72	8.52
$A_c \text{ cm}^2$		6.8	5.44	5.44	5.44
$A_{c \text{ adoptée}} \text{ cm}^2$		24.86	24.86	24.86	24.86
$A_{\text{totale}} \text{ cm}^2$		43.33	43.33	43.33	43.33
$A_{\text{totale min}} \text{ cm}^2$		12.75	10.2	10.2	10.2
Zone d'extrémité		2x 6HA14	2x 6HA14	2x 6HA14	2x 6HA14
Zone médiane		22HA12	22HA12	22HA12	22HA12
Espacement (cm)	extrémité	10	10	10	10
	Médiane	20	20	20	20
Armature horizontale		2(28HA10) e = 15cm	2(18HA10) e = 15cm	2(18HA10) e = 15cm	2(18HA10) e = 15cm
Armature transversale		Les deux nappes d'armature sont reliées par 4 épingles en HA8 par mètre carré de surface verticale.			

Tableau VII -4: ferrailages des voiles longitudinaux

Vérification :

Vérification de contrainte de cisaillement pour les voiles :

◆ **Les voiles longitudinaux :**

		Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL						
Les zones	Vu(KN)	τ_b	$\bar{\tau}_b$	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	τ_u MPa	$\bar{\tau}_u$ Mpa	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	Ns (KN)	δ_b MPa	$\bar{\delta}_b$ MPa	$\delta_b < \bar{\delta}_b$
Zone1	318.314	0.58	5	C.V	0.41	2.5	C.V	6609	7.37	15	C.V
Zone2	253.431	0.57	5	C.V	0.41	2.5	C.V	4933.55	6.78	15	C.V
Zone3	238.421	0.54	5	C.V	0.38	2.5	C.V	4421.14	6.08	15	C.V
Zone4	706.801	1.6	5	C.V	1.15	2.5	C.V	2415.62	3.32	15	C.V

Tableau VII -5:vérifications des voiles longitudinaux

◆ **Les voiles transversaux :**

		Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL						
Les zones	Vu(KN)	τ_b	$\bar{\tau}_b$	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	τ_u MPa	$\bar{\tau}_u$ Mpa	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	Ns (KN)	δ_b MPa	$\bar{\delta}_b$ MPa	$\delta_b < \bar{\delta}_b$
Zone1	51.236	0.10	5	C.V	0.07	2.5	C.V	5028.04	6.17	15	C.V
Zone2	52.978	0.13	5	C.V	0.09	2.5	C.V	3375.9	4.58	15	C.V
Zone3	87.978	0.22	5	C.V	0.16	2.5	C.V	3052.29	4.14	15	C.V
Zone4	759.69	1.96	5	C.V	1.4	2.5	C.V	1314.47	1.7	15	C.V

Tableau VII -6:vérifications des voiles transversaux

VIII-1: INTRODUCTION

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). Ces efforts consistent en :

- ◆ **Un effort normal** : charge et surcharge verticale centrée ;
- ◆ **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique ;
- ◆ **Un moment** : qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- ◆ **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- ◆ **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VIII-2: ETUDE GEOTECHNIQUE DU SOL

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- ◆ La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.
- ◆ Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VIII-3: CHOIX DU TYPE DE FONDATION

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres

- ◆ La stabilité de l'ouvrage.
- ◆ La capacité portante du sol.
- ◆ L'économie.
- ◆ La résistance du sol.
- ◆ Le tassement du sol.
- ◆ Le mode constructif de la structure

VIII-4: DIMENSIONNEMENT

VIII-4-1: Semelles isolées

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{smax} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol (commerce)

$$A \times B \geq \frac{N_{smax}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

B : largeur de la semelle

A : longueur de la semelle.

N_s : effort normal a L'ELS.

Homothétie des dimensions :

$$K = \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1$$

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{1226,47}{200} = 2,48m$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles très importantes, le risque de chevauchement est inévitable, alors nous optons pour des semelles filantes.

VIII-4-2: Semelle filante

VIII-4-2-1: Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal **N**, données par la condition la plus défavorable.

Avec : **N_s = G + Q**

La largeur **B** de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{BL} \leq \sigma_{sol} \rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voile	N _{com} (KN)	L(m)	B(m)	S = L × B(m ²)
VL	6609,84	3	11,02	33,06
VT	5028,04	3,4	7,39	25,13
				58,19

Tableau VIII-1: Surface des semelles filantes sous voiles

La surface totale des semelles filantes sous voiles: **S_v = 58,19m²**

VIII-4-2-2: Semelles filantes sous poteaux

1-Etape de calcul :

- ◆ Détermination de la résultante des charges $R = N_i$
- ◆ Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces $e = \frac{N_i \times e_i + M_i}{R}$
- ◆ Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si : $e < \frac{L}{6}$ Répartition trapézoïdale.

Si : $e > \frac{L}{6}$ Répartition triangulaire

- ◆ $q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$
- ◆ $q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$
- ◆ $\sigma_{L/4} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$
- ◆ détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}}$

On fera le calcul sur le portique le plus sollicité

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N_s	M_s	e_i	$N_s \times e_i$
C3	867,13	6,845	-7,3	-6330,049
C10	751,88	4,093	-2,9	-2180,452
C17	1226,47	-4,732	2,9	3556,763
C24	872,09	-8,315	7,3	6366,257
R =	3717,57	-2,109		1412,519

Tableau VIII-2: Surface de semelles filantes sous poteaux

- ❖ **Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :**

$$e = \frac{N_i \times e_i + M_i}{R} = \frac{1412,519 - 2,109}{3717,57} = \frac{1410,41}{3717,57} = 0,38m$$

❖ **Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :**

$$e = 0,38 < \frac{L}{6} = \frac{14,6}{6} = 2,43 \quad \longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{3717,57}{14,6} \left(1 - \frac{6 \times 0,38}{14,6} \right) = 214,86 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = 294,39 \text{ KN/m}$$

$$q_{L/4} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = 274,51 \text{ KN/m}$$

❖ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{274,51}{200} = 1,4 \text{ m}$$

On prend $B = 1,4 \text{ m}$

On aura donc, $S = B \times L = 20,44 \text{ m}^2$

❖ **Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$**

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = S \times n = 20,44 \times 7 = 143,08 \text{ m}^2$$

$$S_p = \mathbf{143,08 \text{ m}^2}$$

❖ **Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S_v + S_p$**

$$S_t = \mathbf{201,27 \text{ m}^2}$$

❖ **La surface totale du bâtiment : $S_{\text{bat}} = 294,51 \text{ m}^2$**

❖ **Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :**

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{201,27}{294,51} = 0,68 = 68\%$$

Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

VIII-5: Etude du radier

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

Le radier est :

- ◆ Rigide dans son plan horizontal,
- ◆ Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- ◆ Facilité de coffrage et le ferrailage ;
- ◆ Rapidité d'exécution.

VIII-5-1: Pré dimensionnement du radier

Selon la condition d'épaisseur minimale : la hauteur du radier doit avoir au moins

$$h_{\min} \geq 25\text{cm}$$

- ◆ Selon la condition forfaitaire : $\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$
 $\frac{340}{8} \leq h \leq \frac{340}{5} \quad \longrightarrow \quad 42,5\text{cm} \leq h \leq 68\text{cm}$

- ◆ **Dalle** : La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{580}{20} = 29\text{cm} \quad \text{On prend : } h_d = 30\text{cm}$$

- ◆ **La nervure** : la nervure du radier doit avoir une hauteur

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{580}{10} = 58\text{cm} \quad \text{On prend : } h_n = 90\text{cm}$$

- ◆ **Condition de longueur d'élasticité** :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Ce qui nous conduit à} \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{2}{\pi} L_{\max}^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface **K = 40 MPa** pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée **E = 10818.86 MPa**

L_{max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\frac{2}{\pi} \times 5,80^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 1,2\text{m}$$

On adopte pour : **h=120cm**

♦ **La largeur de la nervure : $0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$**

$$0,4 \times 120 \leq b_n \leq 0,7 \times 120 \longrightarrow 48\text{cm} \leq b_n \leq 84\text{cm}$$

On prend : **$b_n = 60\text{cm}$**

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- ♦ Hauteur de la dalle : **$h_d = 30\text{cm}$**
- ♦ Largeur de la nervure : **$b_n = 60\text{cm}$**
- ♦ Hauteur de la nervure : **$h_n = 120\text{cm}$**

VIII-5-2: Détermination des efforts :

1-Les charges à la superstructure

La charge permanente totale à la base : **$G = 28508,59\text{kN}$**

La charge d'exploitation totale a la base : **$Q = 8564,35\text{kN}$**

2-Combinaison d'actions :

- ♦ à l'ELU $N_u = 1,35G + 1,5Q = 51333,12\text{KN/ml}$
- ♦ à l'ELS $N_s = G + Q = 28508,59 + 8564,35 = 37072,94\text{KN/ml}$

3-Détermination de la surface nécessaire du radier

$$\text{à l'ELU} \quad S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{51333,12}{1,33 \times 200} = 192,98\text{m}^2$$

$$\text{à l'ELS} \quad S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{37072,94}{1,33 \times 200} = 139,37\text{m}^2$$

$$D'où : S_{\text{radier}} = \max 192,98 ; 139,37 = 192,98\text{m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 294,51\text{m}^2 > S_{\text{radier}} = 192,98\text{m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure a la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calcule comme suit

$$L_{\text{déb}} \geq \max \frac{h_n}{2}; 30\text{cm} = \max \frac{70}{2}; 30\text{cm} = 35\text{cm}$$

Soit un débord de : **$L_{\text{déb}} = 40\text{cm}$**

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 294,51 + 27,72 = 322,23\text{m}^2$$

$$\text{Avec : } S_{\text{déb}} = 2 \times 0,4 \times 19,70 + 14,95 = 27,72\text{m}^2$$

VIII-5-3: Calcul des sollicitations à la base du radier

1-Poids de radier :

G= Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids de (T.V.O) + Poids de la dalle flottante

◆ **Poids de la dalle**

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radie}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 322,23 \times 0,30 \times 25 = 2416,73\text{KN}$$

◆ **poids de la nervure**

$$P_{\text{ner}} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_{\text{ner}} = 0,6 \times (1,2 - 0,3) \times (19,70 \times 7 + 14,95 \times 4) \times 25 = 2668,95\text{KN}$$

◆ **poids de (T.V.O)**

$$P_{\text{TVO}} = S_{\text{radie}} - S_{\text{ner}} \times (h_n - h_d) \times \rho$$

$$P_{\text{TVO}} = 322,23 - 118,62 \times (1,2 - 0,3) \times 17 = 3115,233\text{KN}$$

◆ **poids de la dalle flottante**

$$P_{\text{dalle flo}} = S_{\text{radie}} - S_{\text{ner}} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle flo}} = 322,23 - 118,62 \times 0,1 \times 25 = 509,03\text{KN}$$

$$\text{Poids de radier : } G_{\text{radie}} = 8709,94\text{KN}$$

$$\text{2-Surcharge du radier : } Q_{\text{radie}} = 3,5 \times 322,23 = 1127,81\text{KN}$$

3-Poids total de la structure

◆ $G_{\text{tot}} = G_{\text{radie}} + G_{\text{bat}} = 8709,94 + 28508,59 = 37218,53\text{KN}$

◆ $Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radie}} + Q_{\text{bat}} = 1127,81 + 8564,35 = 9692,16\text{KN}$

4-Combinaison d'actions :

◆ à l'ELU $N_u = 1,35G + 1,5Q = 64783,26\text{KN/ml}$

◆ à l'ELS $N_s = G + Q = 37218,53 + 9692,16 = 46910,69\text{KN/ml}$

VIII-5-4: Calcul des caractéristiques géométriques du radier:

◆ **Calcul du centre de gravité du radier**

$$X_G = \frac{S_i \times X_i}{S_i} = 9,85\text{m}$$

$$Y_G = \frac{S_i \times Y_i}{Y_i} = 7,475\text{m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

◆ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{19,70 \times 14,95^3}{12} = 5485,40m^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{14,95 \times 19,70^3}{12} = 9524,86m^4$$

VIII-5-5: Vérifications :

1-Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = 2,5MPa$$

Avec :

$$b = 100cm ; d = 0,9h_d = 0,9 \times 30 = 27cm$$

$$T_u^{\max} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{\max}}{2S_{radie}} = \frac{64783,26 \times 1 \times 5,8}{2 \times 322,23} = 583,04KN$$

$$\tau_u = \frac{583,04 \times 10^3}{1000 \times 270} = 2,2MPa$$

$$\tau_u = 2,2 MPa \leq \tau_u = 2,5 MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2-Vérification de la stabilité du radier

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- ◆ Effort normal (**N**) du aux charges verticales.
- ◆ Moment de renversement (**M**) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j K=0} + T_{j K=0} \times h$$

Avec :

- ◆ $M_{j K=0}$: Moment sismique à la base du bâtiment.
- ◆ $T_{j K=0}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.
- ◆ I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.
- ◆ h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

- ♦ à l'ELU $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol}$
- ♦ à l'ELS $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

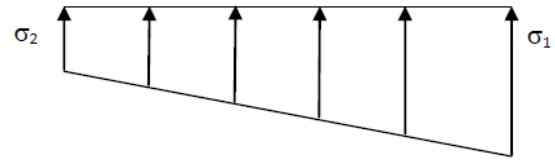


Fig VIII-1: Diagramme des contraintes

$$\text{Et : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radie}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

Avec :

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

Les efforts des combinaisons accidentelles tirées d'ETABS sont :

$$M_{EX} = 639,62 \text{KNm} \quad ; \quad T_{EX} = 2945,97 \text{KN}$$

$$M_{EY} = 600,803 \text{KNm} \quad ; \quad T_{EY} = 3364,7 \text{KN}$$

D'où :

$$M_x = 639,62 + 2945,97 \times 1,2 = 4174,78 \text{KNm}$$

$$M_y = 600,803 + 3364,7 \times 1,2 = 4638,44 \text{KNm}$$

contraintes		ELU			ELS		
		σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	σ_m KN/m ²	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	σ_m KN/m ²
Sens	long	205,36	196,73	203,20	149,90	141,26	147,74
	trans	209,38	192,72	205,23	153,91	137,25	149,75

Tableau VIII-3: Les contraintes à l'ELU et à l'ELS

D'après les résultats du tableau ci-dessus on trouve que les deux conditions sont vérifiées

- ♦ à l'ELU $\sigma_m \leq 1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{KN/m}^2$
- ♦ à l'ELS $\sigma_m \leq \sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2$

Donc pas de risque de renversement.

3-Vérification au poinçonnement :

$$\text{On doit vérifier que : } N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

h : Hauteur de la nervure

◆ **Vérification pour les poteaux**

$$\mu_c = a + b + 2h$$

Avec :

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

$$\mu_c = 0,5 + 0,5 + 2 \times 1,2 = 6,8m$$

$$N_u = 1704,5KN \leq \frac{0,045 \times 6,8 \times 1,2 \times 25000}{1,5} = 6120KN \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

◆ **Vérification pour les voiles :**

On considère une bande de 01 ml du voile

$$\mu_c = 0,25 + 1 + 2 \times 1,2 = 7,3m$$

$$N_u = 4565,64KN \leq \frac{0,045 \times 7,3 \times 1,2 \times 25000}{1,5} = 6570KN \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4-Vérification de l'effort de sous pression

$$P \geq \alpha \times S_{radie} \times \gamma \times Z$$

P : Poids total à la base du radier

γ : Poids volumique de l'eau $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$

Z : Profondeur de l'infrastructure $Z = 1,2m$.

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

$$p = 37218,53KN \geq 1,5 \times 322,23 \times 10 \times 1,2 = 5800,14KN \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII-5-6: Ferrailage du radier

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99)

1-Ferrailage de la dalle :

Le radier est étudié comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

Afin de simplifier les calculs on considérera le panneau le plus sollicité, et on généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux

On distingue deux cas :

◆ **1^{er} cas**

$\rho < 0,4$ La dalle travaille dans un seul sens. (Flexion longitudinale négligée)

$$M_{ox} = q_u \frac{l_x^2}{8}, M_{oy} = 0$$

◆ **2^{eme} cas**

$1 < \rho < 0,4$ La dalle travaille dans les deux sens

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$

Avec : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ et $l_x < l_y$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de **PIGEAUD**. Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

2-Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,4}{5,8} = 0,59$$

$1 < \rho = 0,59 < 0,4$ La dalle travaille dans les deux sens

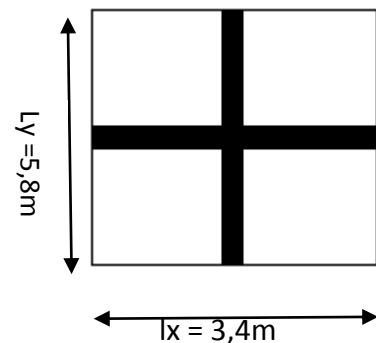


Fig VIII-2: le panneau le plus sollicité

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la

Contrainte maximale σ_m^{\max}

La contrainte due au poids propre du radier,

Ce dernier étant directement repris par le sol.

- ♦ La contrainte moyenne max à l'ELU : $\sigma_m^{\max} = 205,23 \text{KN/m}^2$

- ♦ La contrainte moyenne max à l'ELS : $\sigma_m^{\max} = 149,75 \text{KN/m}^2$

$$\text{l'ELU } q_{um} = \sigma_m^{\max} - \frac{G_{radie}}{S_{radie}} \times 1\text{m} = 205,23 - \frac{8709,94}{322,23} \times 1\text{m} = 178,20 \text{KN/ml}$$

$$\text{l'ELS } q_{sm} = \sigma_m^{\max} - \frac{G_{radie}}{S_{radie}} \times 1\text{m} = 149,75 - \frac{8709,94}{322,23} \times 1 = 122,72 \text{KN/ml}$$

3-Calcul a' L ELU :

Evaluation des moments M_y ; M_x

$$\rho = 0,59 \rightarrow \begin{matrix} \mu_x = 0,0825 \\ \mu_y = 0,292 \end{matrix}$$

On aura donc:

$$M_{ox} = 0,0825 \times 178,20 \times 3,4^2 = 169,95 \text{KNm}$$

$$M_{oy} = 0,292 \times 169,95 = 49,63 \text{KNm}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastresments de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients suivants :

0,75 pour les moments en travées,

0,5 pour les moments sur appuis

◆ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 \times M_{ox} = 0,5 \times 169,95 = 84,98 \text{KNm}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_{oy} = 0,5 \times 49,63 = 24,82 \text{KNm}$$

◆ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{ox} = 0,75 \times 169,95 = 127,46 \text{KNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_{oy} = 0,75 \times 49,63 = 37,22 \text{KNm}$$

4-Ferraillage :

◆ **Etape de calcul :**

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{84,98 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,082 \rightarrow \beta = 0,957$$

$\mu = 0,082 < \mu_i = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée

$$A_s = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{84,98 \times 10^6}{0,957 \times 270 \times 348} = 9,45 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA14=9,24cm²** avec un espacement **e =16cm**

Sens	Zone	M KNm	μ	Obs.	B	$A_s(\text{cm}^2)$	Ferraillage	A cm ² Adoptée	e (cm)
X-X	appuis	84,98	0,082	SSA	0,957	9,45	10HA12	11,31	10
	Travée	127,46	0,123	SSA	0,9345	14,52	10HA14	15,39	10
Y-Y	appuis	24,82	0,024	SSA	0,988	2,67	6HA12	6,79	16
	Travée	37,22	0,036	SSA	0,982	4,03	6HA12	6,79	16

Tableau VIII-4: Ferraillage du panneau

5-Vérification à l'ELU :

◆ **Vérification de non fragilité du béton**

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence ρ qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton. Pour notre cas, $\rho = 0,8\%$ pour les **HA FeE400**

$$A_{\min} = w_o b h \frac{3 - \rho}{2} = 0,0008 \times 100 \times 30 \frac{3 - 0,59}{2} = 2,892 \text{cm}^2$$

Les sections choisies que se soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale \longrightarrow **Condition vérifiée**

◆ **Vérification des espacements :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous

Sens X-X :

$$S_t \leq \min 3h, 33\text{cm} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 10\text{cm} < 33\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y-Y:

$$S_t \leq \min 4h, 44\text{cm} = 44\text{cm}$$

$$S_t = 16\text{cm} < 44\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau_u$

$$V_u^{\max} = \frac{q_u \times L_y}{2} = \frac{178,20 \times 5,8}{2} = 516,78 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{516,78 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,9 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,9 \text{MPa} < \tau_u = 2,5 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

6-Calcul a L'ELS :

Evaluation des moments M_y ; M_x

$$\rho = 0,59 \rightarrow \begin{matrix} \mu_x = 0,0873 \\ \mu_y = 0,465 \end{matrix}$$

On aura donc:

$$M_{ox} = 0,0873 \times 122,72 \times 3,4^2 = 123,85 \text{KNm}$$

$$M_{oy} = 0,465 \times 123,85 = 57,59 \text{KNm}$$

◆ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 \times M_{ox} = 0,5 \times 123,85 = 61,93 \text{KNm}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_{oy} = 0,5 \times 57,59 = 28,80 \text{KNm}$$

◆ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{ox} = 0,75 \times 123,85 = 92,89 \text{KNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_{oy} = 0,75 \times 57,59 = 43,19 \text{KNm}$$

7-Vérification état limite de compression de béton

Il ya lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$

Avec : $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

Et : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$ contrainte de traction des aciers

β_1 et K_1 Sont en fonction de ρ_1 avec $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

Sens	Zone	Ms KNm	A ELU Adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	σ_{bc}	Vérification
X-X	appuis	61,93	11,31	0,42	0,901	35,50	225,09	6,34	15	CV
	Travée	92,89	15,39	0,57	0,888	29,64	251,74	8,49	15	CV
Y-Y	appuis	28,80	6,79	0,25	0,921	47,90	170,57	3,56	15	CV
	Travée	43,19	6,79	0,25	0,921	47,90	255,79	5,34	15	CV

Tableau VIII-5: vérification des contraintes dans le béton

8-Vérification des contraintes dans les aciers :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors il n'y a aucune vérification à faire.

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

Conclusion : Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant.

VIII-5-7: Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

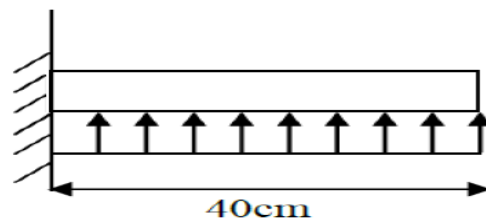


Fig VIII-3: Schéma statique d'un débord

1-Sollicitation de calcul :

$$l'ELU : M_u = \frac{-q_u \times l^2}{2} = \frac{-178,20 \times 0,4^2}{2} = -14,26 \text{ KNm}$$

$$l'ELS : M_s = \frac{-q_s \times l^2}{2} = \frac{-122,72 \times 0,4^2}{2} = -9,82 \text{ KNm}$$

2-Calcul des armatures :

Comme le débord est moins sollicité que la dalle, donc Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VIII-5-8: Etude des nervures

Afin d'éviter le soulèvement du radier, celui-ci est muni de nervures dans les deux sens.

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; soumise aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux

$$b_n = 60\text{cm} ; h_n = 120\text{cm}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETAB

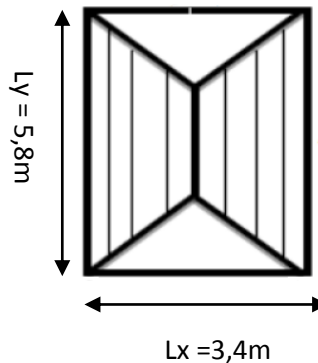


Fig VIII-4: Présentation des chargements

1-Charges revenant à la nervure :

- ◆ Pour les charges triangulaires :

$$l_m = 0,333l_x$$

$$l_t = 0,25l_x$$

◆ Pour les charges trapézoïdales :

$$l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{4} \right)$$

2-Charges à considérer :

◆ Pour les moments fléchissant.

$$q_{um} = q_u \times l_m$$

$$q_{sm} = q_s \times l_m$$

◆ Pour les efforts tranchant.

$$q_{ut} = q_u \times l_t$$

$$q_{st} = q_s \times l_t$$

3-Détermination des charges :

$$\text{l'ELU } q_u = \sigma_m^{\max} - \frac{G_{radie}}{S_{radie}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} = 205,23 - \frac{8709,94}{322,23} - \frac{2668,95}{118,62} = 155,70 \text{KN/ml}$$

$$\text{l'ELS } q_s = \sigma_m^{\max} - \frac{G_{radie}}{S_{radie}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} = 149,75 - \frac{8709,94}{322,23} - \frac{2668,95}{118,62} = 100,22 \text{KN/ml}$$

4- Sens longitudinale : nervure (file D)

◆ Calcul des charges

◆ Détermination des sollicitations a l'ELU :

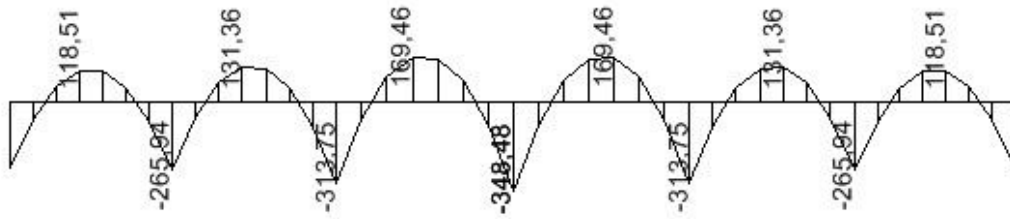


Fig VIII-5:Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

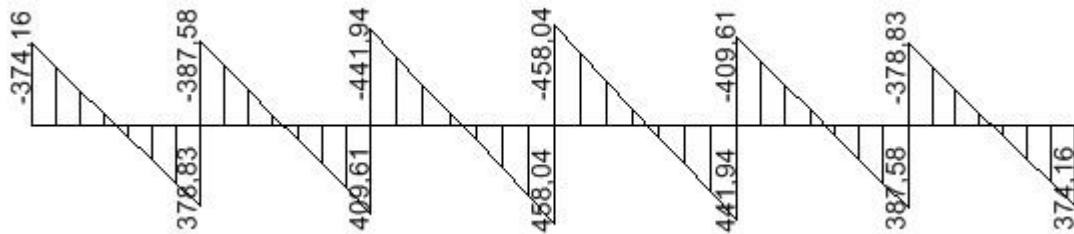


Fig VIII-6:Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

◆ Détermination des sollicitations a l'ELS:

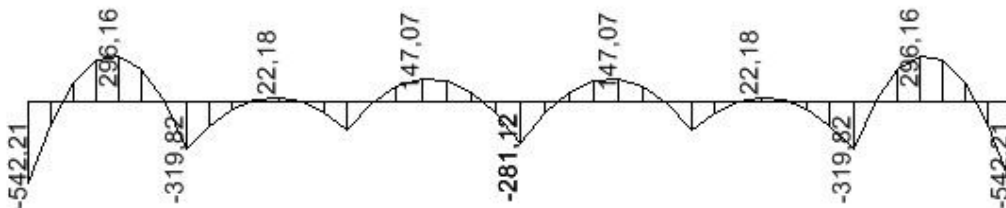


Fig VIII-7:Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

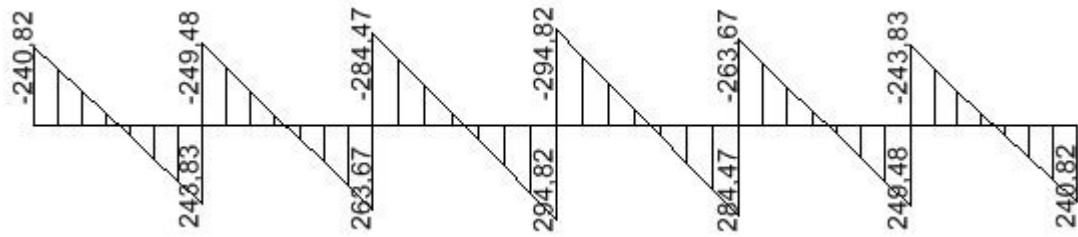


Fig VIII-8: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

5- Sens transversale : nervure (file2)

- ◆ Calcul des charges :

◆ Détermination des sollicitations a l'ELU :

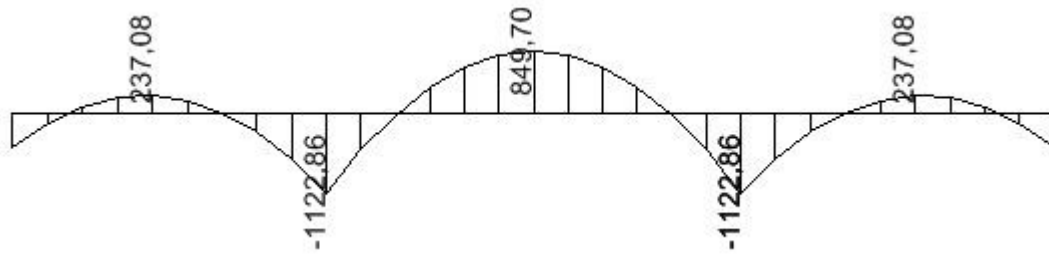


Fig VIII-9:Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

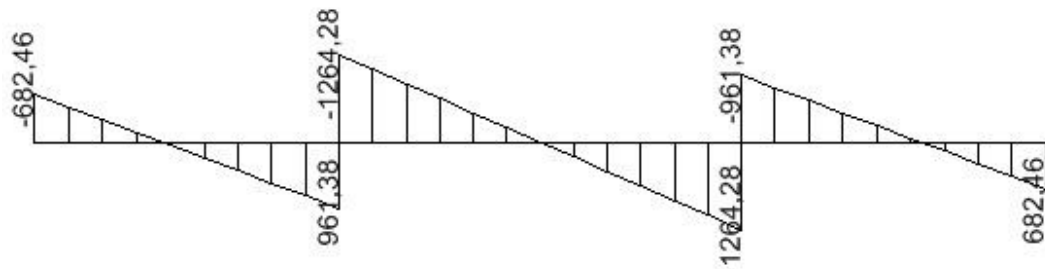


Fig VIII-10:Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

◆ Détermination des sollicitations a l'ELS:

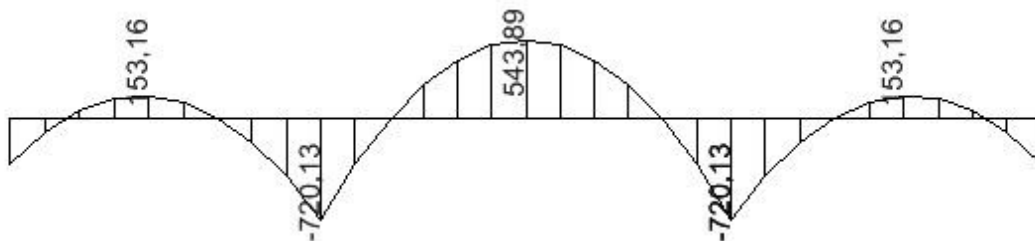


Fig VIII-11:Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

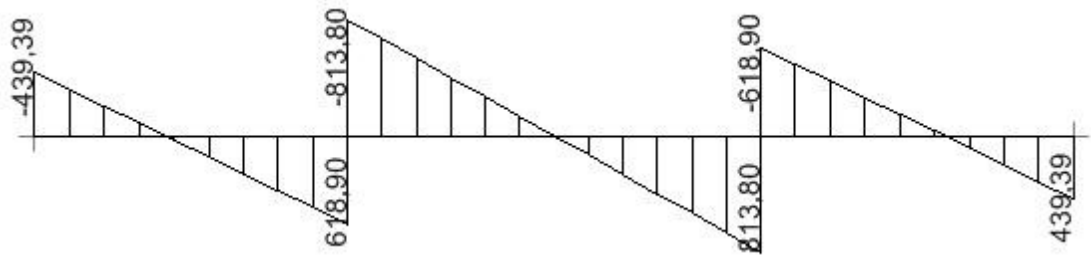


Fig VIII-12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

6-Calcul du ferrailage des nervures :

Pour le ferrailage on prend le moment maximal aux appuis et en travées :

$$l'ELU \quad \begin{array}{l} X - X : M_t^{\max} = 169,46 \text{KNm}; M_a^{\max} = 348,48 \text{KNm} \\ Y - Y : M_t^{\max} = 849,70 \text{KNm}; M_a^{\max} = 1122,86 \text{KNm} \end{array}$$

$$b_n = 60 \text{cm} \quad ; h_n = 120 \text{cm} \quad ; d = 115 \text{cm} \quad ; f_{bc} = 14,2 \text{MPa} \quad ; \sigma_s = 348 \text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u^{\max}}{bd^2 f_{bc}} \quad ; \quad A_s = \frac{M_u^{\max}}{\beta d \sigma_{st}}$$

$\mu < \mu_i = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	M KNm	μ	Obs.	B	$A_s(\text{cm}^2)$	Ferrailage	A cm ² Adoptée	e (cm)
X-X	appuis	348,48	0,031	SSA	0,985	8,84	4HA14+4HA12	10,68	15
	Travée	169,46	0,015	SSA	0,993	4,26	4HA14+4HA12	10,68	15
Y-Y	appuis	1122,86	0,010	SSA	0,995	26,20	10HA16+5HA14	27,80	15
	Travée	849,70	0,075	SSA	0,961	22,09	10HA16+2HA14	23,18	15

Tableau VIII-8: ferrailage de la nervure aux appuis et en travées dans les deux sens

7-Vérification à l'ELU :

♦ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 60 \times 115 \times 2,1}{400} = 8,33 \text{cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

◆ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau_u$

$$\tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) = 2,5 \text{MPa}$$

Sens X-X : $T_u^{\max} = 458,04 \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{458,04 \times 10^3}{600 \times 1150} = 0,66 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0,66 \text{MPa} \leq \tau_u = 2,5 \text{MPa} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Sens Y-Y : $T_u^{\max} = 1264,28 \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{1264,28 \times 10^3}{600 \times 1150} = 1,8 \text{MPa}$$

$\tau_u = 1,8 \text{MPa} \leq \tau_u = 2,5 \text{MPa} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

◆ **Armatures transversales**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1^{\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi_t = 8 \text{mm}$

On prend un cadres et un étrier de $\phi_t = 8 \text{mm}$

◆ **Espacement des armatures**

1-Zone nodale $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_1 \right) = \min \left(\frac{120}{4}; 12 \times 1,6 \right) = 19,2 \text{cm}$

Soit $S_t = 15 \text{cm}$. (on prend $S_{t_{\min}} = 15 \text{cm}$)

2-Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2} = 60 \text{cm}$

On opte pour $S_t = 20 \text{cm}$. (on prend $S_{t_{\min}} = 20 \text{cm}$)

◆ **Armatures transversales minimales :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 60 = 3,6 \text{cm}^2$$

Soit $A_t = 6\text{HA}10 = 4,71 \text{cm}^2$ (2 cadres+1 étrier).

8-Vérification à l'ELS :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M _u KNm	M _s KNm	γ	μ	α	Rapport	Vérification
X-X	appuis	348,48	542,21	0,64	0,031	0,0394	0,07	CV
	Travée	169,46	296,16	0,57	0,015	0,0189	0,035	CV
Y-Y	appuis	1122,86	720,13	1,56	0,010	0,0126	0,53	CV
	Travée	849,70	543,89	1,56	0,075	0,0976	0,53	CV

Tableau VIII-9: Vérifications à l'ELS dans les deux sens

Vu que la condition est vérifiée en appuis et en travées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

9-Armatures de peau (BAEL/Art 8.3) :

Des armatures dénommées « **armatures de peau** » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à **3cm** par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées. Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de **120cm**, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc : **2HA12 avec As= 2.25cm²**

♦ Sens longitudinale : nervure (file D)

travée	panneau	lx	ly	ρ	Chargement	l _m	l _t	q _u	q _s	moment fléchissant				effort tranchant			
										q _{um}	q _{um}	q _{sm}	q _{sm}	q _{ut}	q _{ut}	q _{st}	q _{st}
A_B	1	3,1	4,4	0,70	Triangle	1,03	0,78	155,70	100,22	160,37	320,74	103,23	604,46	121,45	242,9	78,17	156,34
	2	3,1	5,8	0,53	Triangle	1,03	0,78	155,70	100,22	160,37		103,23		121,45		78,17	
B_C	1	3,2	4,4	0,73	Triangle	1,07	0,8	155,70	100,22	166,60	333,2	107,24	214,48	124,56	249,12	80,18	160,36
	2	3,2	5,8	0,55	Triangle	1,07	0,8	155,70	100,22	166,60		107,24		124,56		80,18	
C_D	1	3,4	4,4	0,77	Triangle	1,13	0,85	155,70	100,22	175,94	351,88	113,25	226,5	132,35	264,7	85,19	170,38
	2	3,4	5,8	0,59	Triangle	1,13	0,85	155,70	100,22	175,94		113,25		132,35		85,19	
D_E	1	3,4	4,4	0,77	Triangle	1,13	0,85	155,70	100,22	175,94	351,88	113,25	226,5	132,35	264,7	85,19	170,38
	2	3,4	5,8	0,59	Triangle	1,13	0,85	155,70	100,22	175,94		113,25		132,35		85,19	
E_F	1	3,2	4,4	0,73	Triangle	1,07	0,8	155,70	100,22	166,60	333,2	107,24	214,48	124,56	249,12	80,18	160,36
	2	3,2	5,8	0,55	Triangle	1,07	0,8	155,70	100,22	166,60		107,24		124,56		80,18	
F_G	1	3,1	4,4	0,70	Triangle	1,03	0,78	155,70	100,22	160,37	320,74	103,23	604,46	121,45	242,9	78,17	156,34
	2	3,1	5,8	0,53	Triangle	1,03	0,78	155,70	100,22	160,37		103,23		121,45		78,17	

Tableau VIII-6: les charges à l'ELU et l'ELS dans le Sens longitudinale

◆ Sens transversale : nervure (file2)

travée	panneau	lx	ly	ρ	Chargement	l_m	l_t	q_u	q_s	moment fléchissant				effort tranchant			
										q_{um}	q_{um}	q_{sm}	q_{sm}	q_{ut}	q_{ut}	q_{st}	q_{st}
1-2	1	3,4	4,4	0.77	Trapèze	1,36	1,20	155,70	100,22	211,75	423,5	136,3	272,6	186,8	373,6	120,26	240,52
	2	3,4	4,4	0.77	Trapèze	1,36	1,20	155,70	100,22	211,75		136,3		186,8		120,26	
2-3	1	3,4	5,8	0.59	Trapèze	1,50	1,40	155,70	100,22	233,55	469,1	150,3	300,6	217,98	435,96	140,31	280,62
	2	3,4	5,8	0.59	Trapèze	1,50	1,40	155,70	100,22	233,55		150,3		217,98		140,31	
3-4	1	3,4	4,4	0,77	Trapèze	1,36	1,20	155,70	100,22	211,75	423,5	136,3	272,6	186,8	373,6	120,26	240,52
	2	3,4	4,4	0,77	Trapèze	1,36	1,20	155,70	100,22	211,75		136,3		186,8		120,26	

Tableau VIII-7: les charges à l'ELU et l'ELS dans le Sens transversale

IX-1 : INTRODUCTION

Le mur plaque sera prévu au niveau de l'infrastructure pour reprendre les poussées des terres. Sa hauteur est de 7,46 m. L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 modifié en 2003 pour le voile périphérique est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 25 cm.

Le mur plaque sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau de la semelle (Débord) et simplement appuyé au plancher du S. SOL.

Un joint de 1cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

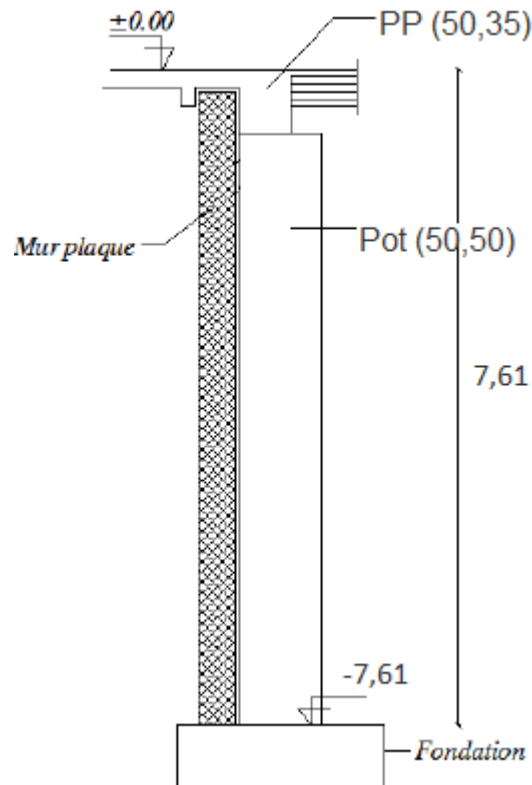


Fig -IX-1 : Coupe verticale du mur plaque

IX-2 : DETERMINATION DES SOLLICITATIONS (THEOREME DE RANKINE)

Dans notre cas on a un sol frottant $\varphi \neq 0, C = 0$ notre voile plaque est conçu pour retenir la totalité des poussées des terres.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont:

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v$$

- ◆ σ_h Contrainte horizontale
- ◆ σ_v Contrainte verticale
- ◆ $K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$ Coefficient de poussée des terres
- ◆ φ Angle de frottement interne

IX-3 : LES CARACTERISTIQUES MECANIQUE ET PHYSIQUE DU SOL

- ◆ Surcharge éventuelle : $q = 10\text{KN/m}^2$
- ◆ Poids volumique des terres : $\gamma = 17\text{KN/m}^3$
- ◆ Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- ◆ Cohésion : $C = 0$
- ◆ Contrainte du sol : $\sigma = 200\text{KN/m}^3$

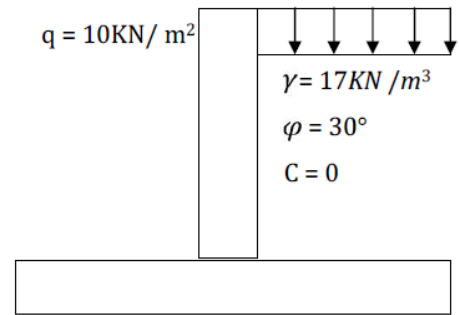


Fig -IX-2 : Schéma caractéristique du sol

Nota : les caractéristiques ne sont pas données par le rapport de sol mais récupéré par laboratoire qui a fait l'étude du sol.

IX-4 : CALCUL DES SOLLICITATIONS

IX-4-1 : ELU

$$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,333$$

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v = K_a (1,35\gamma h + 1,5q)$$

$$\sigma_h = 7,6h + 5$$

Pour: $h=0 \rightarrow \sigma_{h1} = 5\text{KN/m}^2$

Pour: $h=7,61\text{m} \rightarrow \sigma_{h2} = 62,84\text{KN/m}^2$

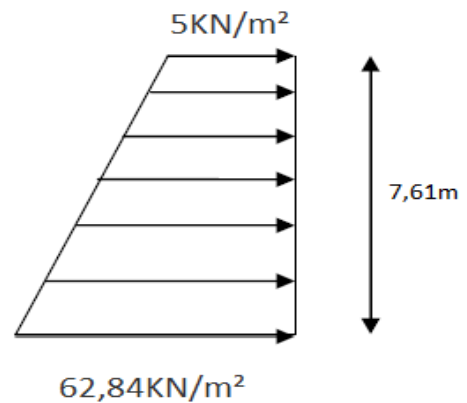


Fig -IX-3 : diagramme des contraintes à l'ELU

IX-4-2 : ELS

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v = K_a (\gamma h + q)$$

$$\sigma_h = 5,66h + 3,33$$

Pour: $h=0 \rightarrow \sigma_{h1} = 3,33\text{KN/m}^2$

Pour: $h=7,61\text{m} \rightarrow \sigma_{h2} = 46,40\text{KN/m}^2$

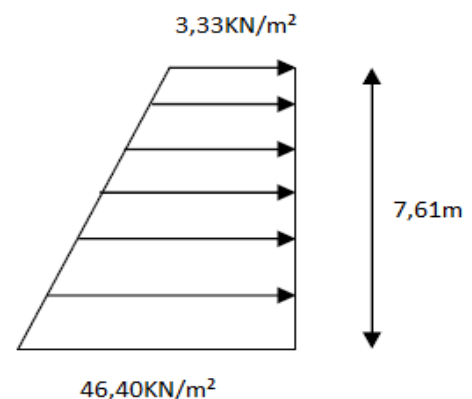


Fig -IX-4 : diagramme des contraintes à l'ELS

IX-5 : Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1 m

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 62,84 + 5}{4} = 48,38 \text{KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 46,40 + 3,33}{4} = 35,63 \text{KN/ml}$$

IX-6: Ferrailage du mur plaque

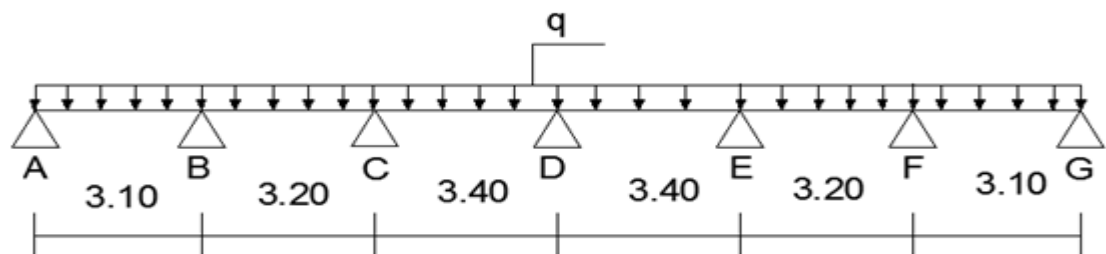
IX-6-1: Méthode de calcul :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux appuyés sur 7 appuis.

Schéma statique :

$$q_u = 48,38 \text{KN/ml}$$

$$q_s = 35,63 \text{KN/ml}$$



IX-6-2: Détermination des moments

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, continu au delà de ses appuis.

Et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- ◆ Moment en travée : 0,75
- ◆ Moment d'encastrement : 0,5

IX-6-3: Identification des panneaux :

$$L_x = 3,40 \text{ m}$$

$$L_y = 7,61 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \rightarrow \rho = 0,45$$

$1 < \rho = 0,45 < 0,4 \rightarrow$ Le panneau travaille dans les deux sens

1-A l'ELU

$$\rho = 0,45 \quad \begin{matrix} \mu_x = 0,1017 \\ \mu_y = 0,250 \end{matrix}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,1017 \times 48,38 \times 3,40^2 = 56,88 \text{KNm}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,250 \times 56,88 = 14,22 \text{KNm}$$

2-A l'ELS

$$\rho = 0,45 \quad \begin{matrix} \mu_x = 0,1046 \\ \mu_y = 0,333 \end{matrix}$$

$$M_{0X} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,1046 \times 35,63 \times 3,40^2 = 43,08 \text{KNm}$$

$$M_{0Y} = \mu_y \times M_{0X} = 0,333 \times 43,08 = 14,35 \text{KNm}$$

IX-6-4: Correction des moments :

1-A l'ELU

◆ **Sens XX :**

Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0X} = 0,5 \times 56,88 = 28,44 \text{KNm}$

En travée : $M_t = 0,75M_{0X} = 0,75 \times 56,88 = 42,66 \text{KNm}$

◆ **Sens YY :**

Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0Y} = 0,5 \times 14,22 = 7,11 \text{KNm}$

En travée : $M_t = 0,75M_{0Y} = 0,75 \times 14,22 = 10,67 \text{KNm}$

2-A l'ELS

◆ **Sens XX :**

Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0X} = 0,5 \times 43,08 = 21,54 \text{KNm}$

En travée : $M_t = 0,75M_{0X} = 0,75 \times 43,08 = 32,31 \text{KNm}$

◆ **Sens YY :**

Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0Y} = 0,5 \times 14,35 = 7,18 \text{KNm}$

En travée : $M_t = 0,75M_{0Y} = 0,75 \times 14,35 = 10,76 \text{KNm}$

IX-6-5: Détermination des armatures

$h = 20 \text{ cm}$

$d = (20-3) = 17 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

$A_{min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 2 \text{ cm}^2$ (RPA99version 2003)

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

Sens	Zone	M_u (KNm)	μ_u	μ_i	Section	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Section Adopté e	A_s Ad	e (cm)
X-X	appuis	28,44	0,069	0,392	SSA	0,965	4,98	2	5HA12	5,65	20
	travée	42,66	0,104	0,392	SSA	0,945	7,63	2	5HA14	7,70	20
Y-Y	appuis	7,11	0,017	0,392	SSA	0,992	1,21	2	5HA12	5,65	20
	travée	10,67	0,026	0,392	SSA	0,987	1,83	2	5HA12	5,65	20

Tableau IX -1: ferrailage de mur plaque.

IX-7: Vérification à l'ELS

IX-7-1: Vérification des la contraintes dans le béton :

Il ya lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 15\text{MPa}$

Et : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}$ contrainte de traction des aciers
 β_1 et K_1 Sont en fonction de ρ_1 avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{17 \times 100} = 0,332 \rightarrow \beta_1 = 0,911 \quad K_1 = 40,87$$

$$\rho_2 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 7,70}{17 \times 100} = 0,453 \rightarrow \beta_1 = 0,898 \quad K_1 = 33,78$$

Sens	Zone	$M_s(\text{KNm})$	ρ_i	β_i	K_i	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	σ_{bc}	observation
X-X	appuis	21,54	0,332	0,911	40,87	246,17	6,02	15	Vérifier
	travée	32,31	0,453	0,898	33,78	274,87	8,14	15	Vérifier
Y-Y	appuis	7,18	0,332	0,911	40,87	82,06	2,01	15	Vérifier
	travée	10,76	0,332	0,911	40,87	122,97	3,01	15	Vérifier

Tableau IX -2: vérification des contraintes à l'ELS

Les contraintes dans le béton sont vérifiées.

IX-7-2: Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_u} \quad ; \quad \frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

A_s : Section adoptée.

f_e : Limite élastique des aciers (400 Mpa)

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{340} = 0,059 \geq \frac{M_t}{20M_u} = \frac{0,75M_u}{20M_u} = 0,038 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 17} = 0,003 < \frac{4,2}{f_e} = 0,011 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{7,70}{100 \times 17} = 0,005 < \frac{4,2}{f_e} = 0,011 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

Conclusion

Ce projet que nous avons mené nous a permis d'appréhender la complexité du domaine du génie civil, notamment par la découverte des multiples notions mises en jeu, du règlement parasismique et de son application.

Notre travail s'est inscrit en premier lieu dans une démarche de conception à partir des plans architecturaux. Il a été nécessaire de bien lire et savoir extraire les points essentiels dans les plans. Et en second lieu nous sommes intéressée au dimensionnement et à la modélisation de la structure en utilisant un logiciel de calcul outil devenue indispensable pour l'étude des ouvrages en béton armé dans laquelle on a tirés toutes les données nécessaires afin d'accomplir les calculs et les vérifications des différents éléments de la structure porteuse

Cependant le passage d'une étape à une autre n'était pas si abordable en tant que des étudiantes qui vont élaborées leur premier projet mais en parallèle toute difficulté rencontrée est un plus pour nous qui nous aidées à mieux connaître notre secteur

En scrutant ce domaine on a détectés ces points :

- ❖ L'ingénieur doit être un concepteur pour prendre des décisions tout au long de son étude et avoir toujours à l'esprit, la sécurité et l'économie
- ❖ Le génie civil est un métier où les déplacements sont très fréquentes d'où L'ingénieur civil doit se montrer très adaptable et mobile.
- ❖ Bien choisir les matériaux à utiliser afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage
- ❖ L'ingénieur recommande un ferraillement unifié afin de faciliter la tâche de l'ouvrier
- ❖ Le ferraillement par zone est un facteur économique
- ❖ Un ingénieur civil ne doit pas se méfier des outils informatiques

Notons enfin d'un point de vue personnel L'élaboration de ce travail, fut une très bonne expérience, nous a apporté que des satisfactions, Nous avons ainsi appris au cours de ce mémoire des nouvelles façons de travailler tout en mettant en application ce qui nous a été enseigné à l'université durant les cinq ans, et d'approfondir les connaissances d'une part, et de préparer notre intégration à la vie professionnelle d'autre part, mais Il est important de signaler que nous sommes bien conscients que beaucoup reste à faire pour arriver à être des bons ingénieurs, seul le travail et la volonté pourront nous aider à atteindre cet objectif .

Bibliographie

Cours

- ❖ Cours de Béton Armé de M^r ILLOULI, M^{me} KHELOUI et M^{me} BLAIDI.
- ❖ Cours Mécanique des sols M^{me} LOUADJ.

Ouvrage

- ❖ Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.
- ❖ Internet
- ❖ Livres OORIKA

Règlement

- ❖ Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.
- ❖ Les règlements du béton aux états limites CBA.
- ❖ Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états -limites.
- ❖ Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.

Logicielles

- ❖ ETABS
- ❖ SOCOTEC
- ❖ AUTOCAD
- ❖ EXCEL
- ❖ WORD

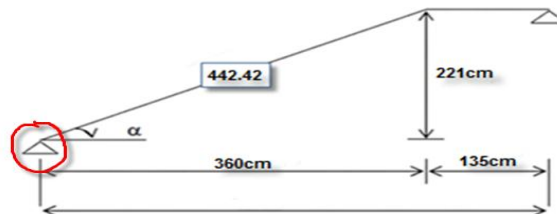
CORRIGER APRES LA SOUTENANCE

Chapitre 2

- ❖ Les dimensions optées pour les poutres secondaires (40* 30) et poutres principales (50* 40) sont trop élevées donc on peut les diminuées (la rigidité des poutres vis-à-vis de poteaux).
- ❖ Les dimensions de poteaux optées sont trop élevées (la section adoptée est trop élevée par rapport à la section trouvée).

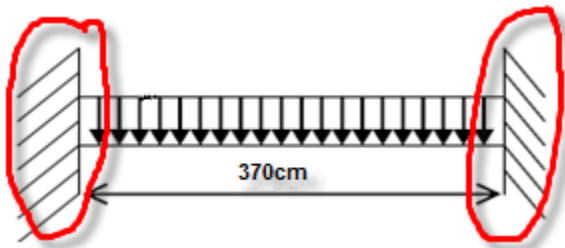
Chapitre 3

- ❖ La façon comment on a calculé les poutrelles est fausse car on n'a pas pris en considération le vide des escaliers.
- ❖ Le schéma statique des escaliers est faux



- ❖ Le schéma statique de la poutre palière est faux

La poutre palière est poser sur les poteaux (appuis) et non pas encastrée comme on a fait.



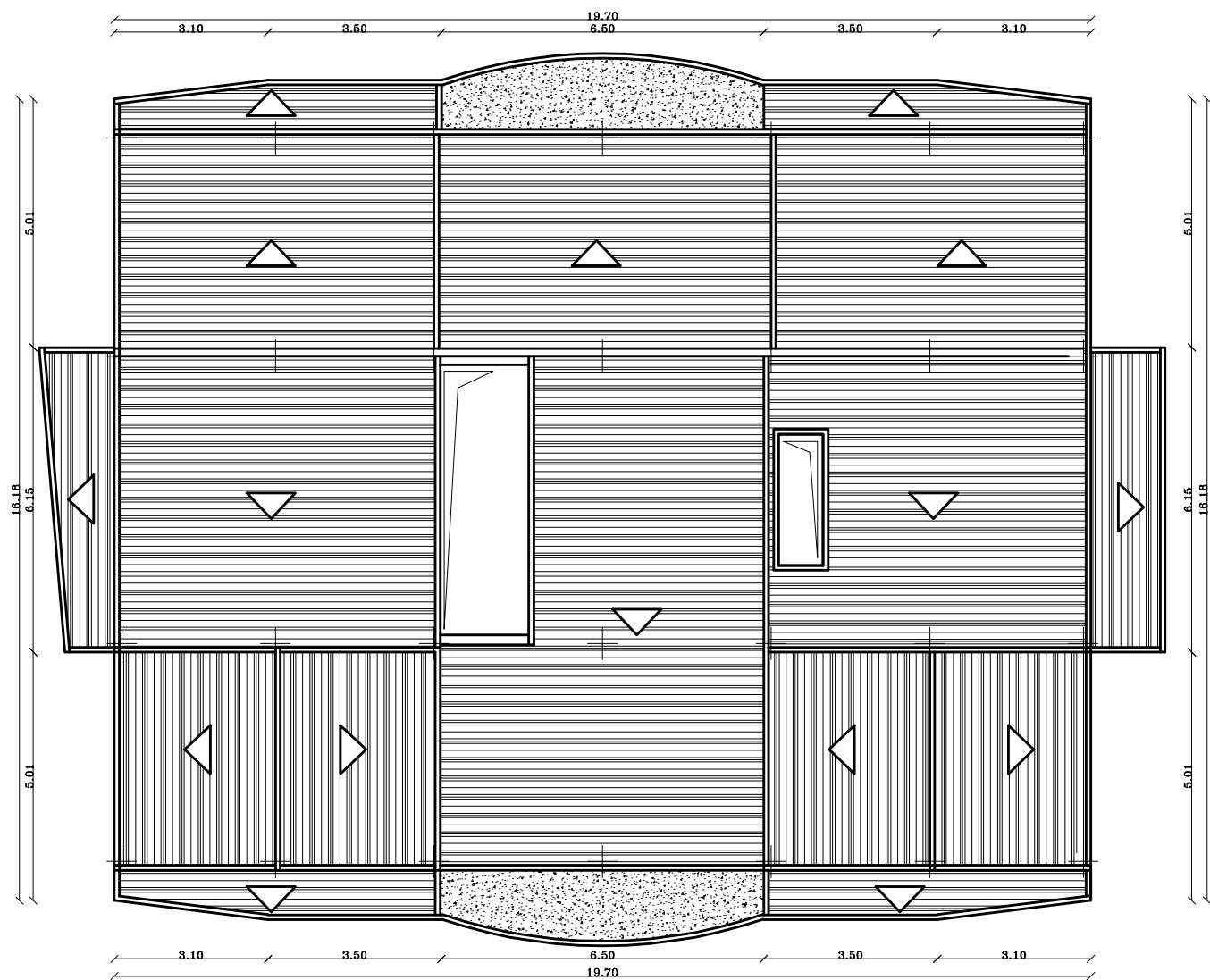
- ❖ Ça ne seraà rien de faire le calcul de la poutre de chainage et de la poutre palière manuellement on peut les faires directement par ETABS.

Chapitre4

- ❖ Le coefficient de comportement égale à 5 au lieu 3.5

Chapitre 9

- ❖ Le calcul du mur plaque doit se faire en sens (x et y).

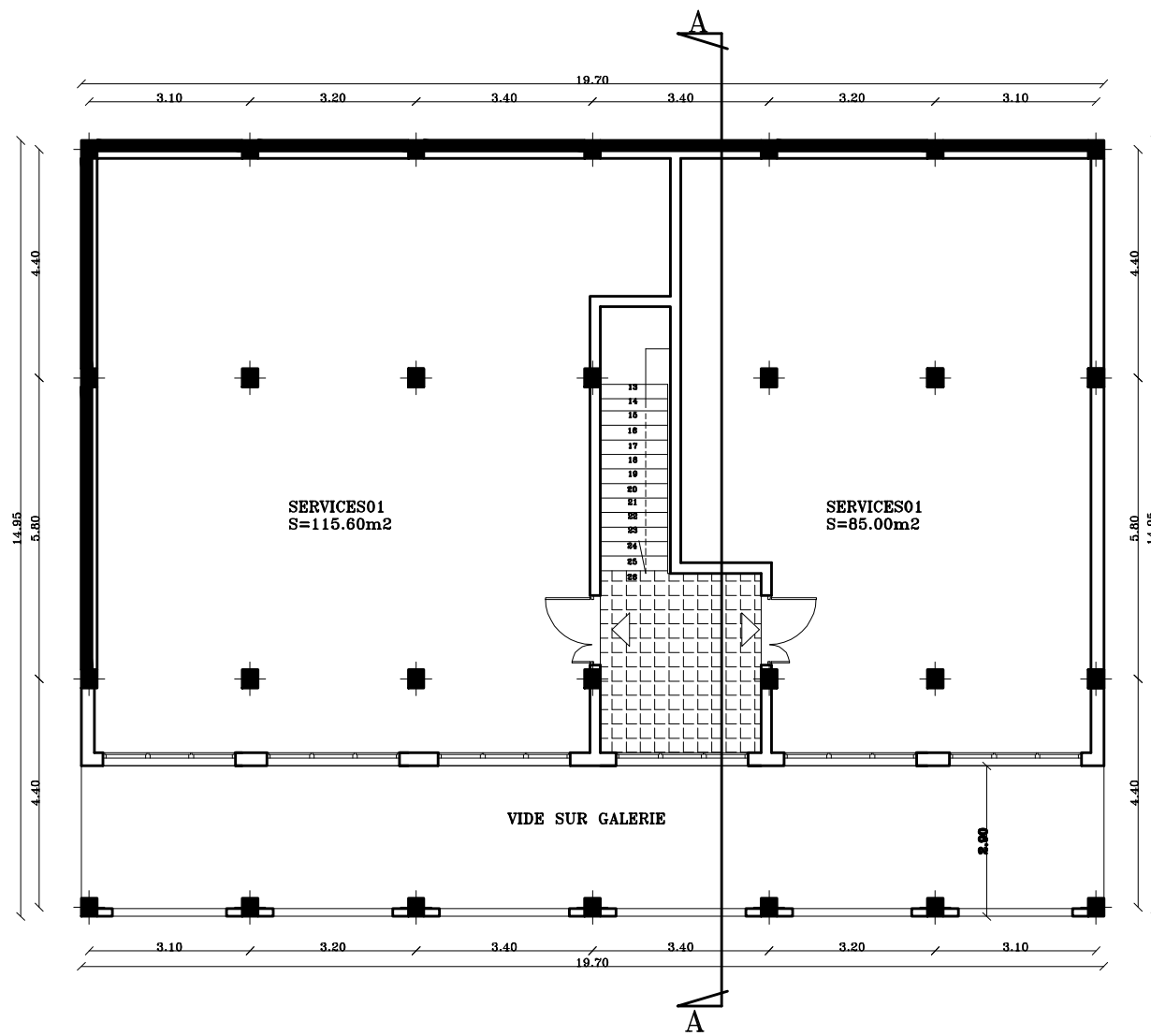


A.L.G.R.F.U. DE TIGZIRT
 CONSULTATION POUR L'ETUDE
 DE 60 LOGEMENTS
 SUR L'AXE DU LYCEE
 CENTRE VILLE DE TIGZIRT

ECH:1/100

PLAN DE TOITURE DU BLOC "E"

N°:E5

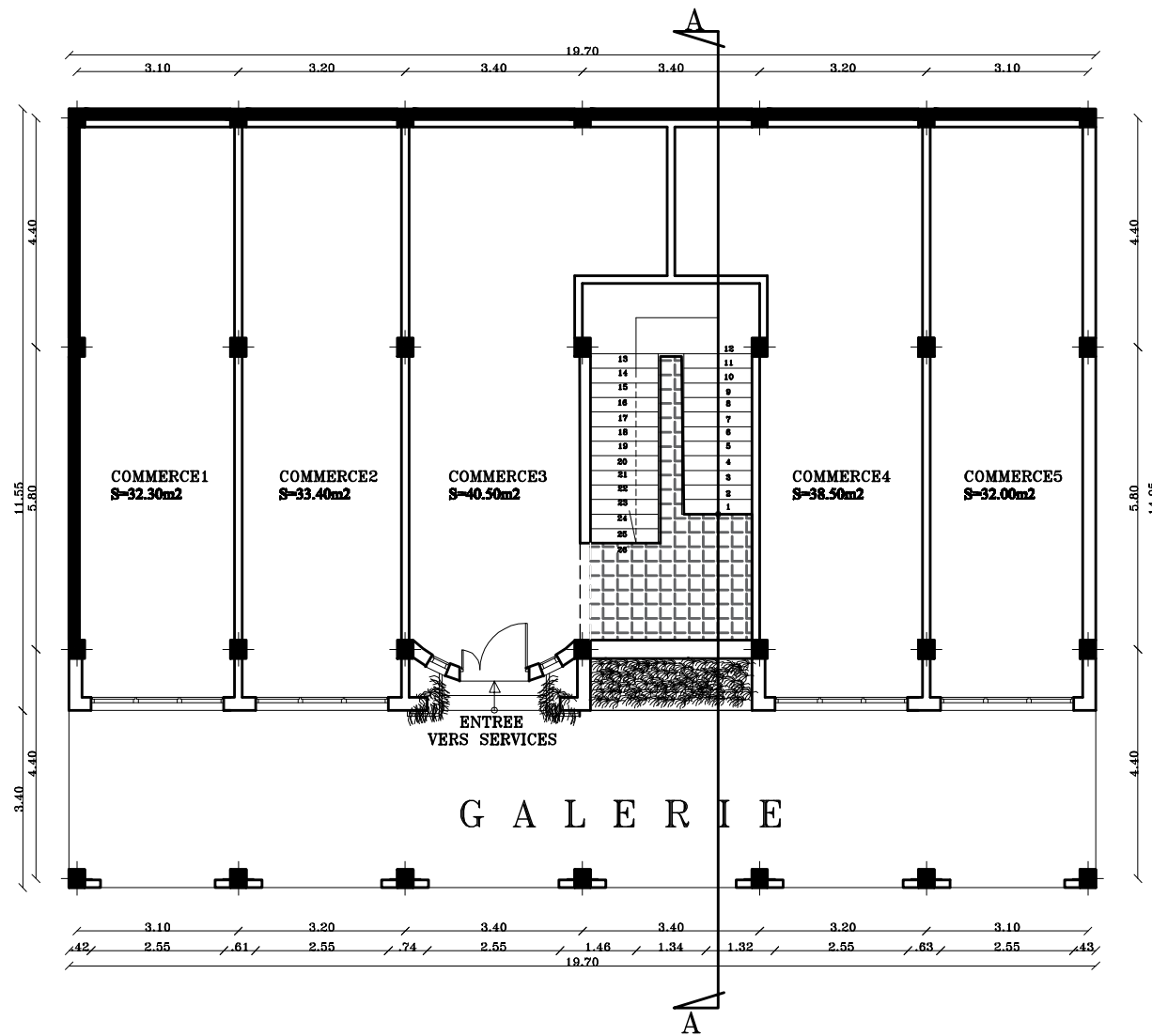


A.L.G.R.F.U. DE TIGZIRT
 CONSULTATION POUR L'ETUDE
 DE 60 LOGEMENTS
 SUR L'AXE DU LYCEE
 CENTRE VILLE DE TIGZIRT

ECH:1/100

PLAN DU 1er ETAGE BLOC "E"(SERVICES)

N°:E2

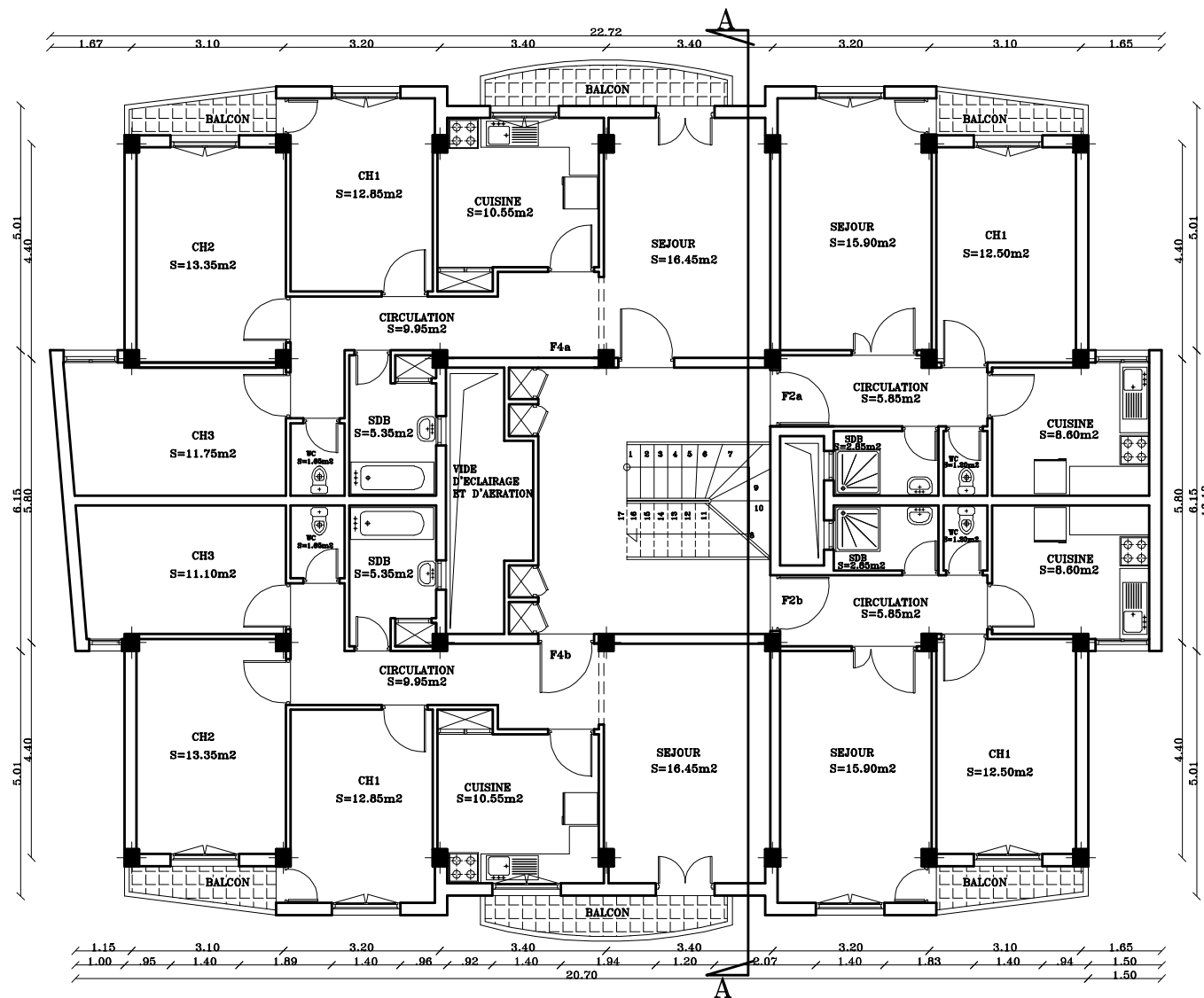


A.L.G.R.F.U. DE TIGZIRT
 CONSULTATION POUR L'ETUDE
 DE 60 LOGEMENTS
 SUR L'AXE DU LYCEE
 CENTRE VILLE DE TIGZIRT

ECH:1/100

PLAN DU RDC DU BLOC "E"

N°:E1

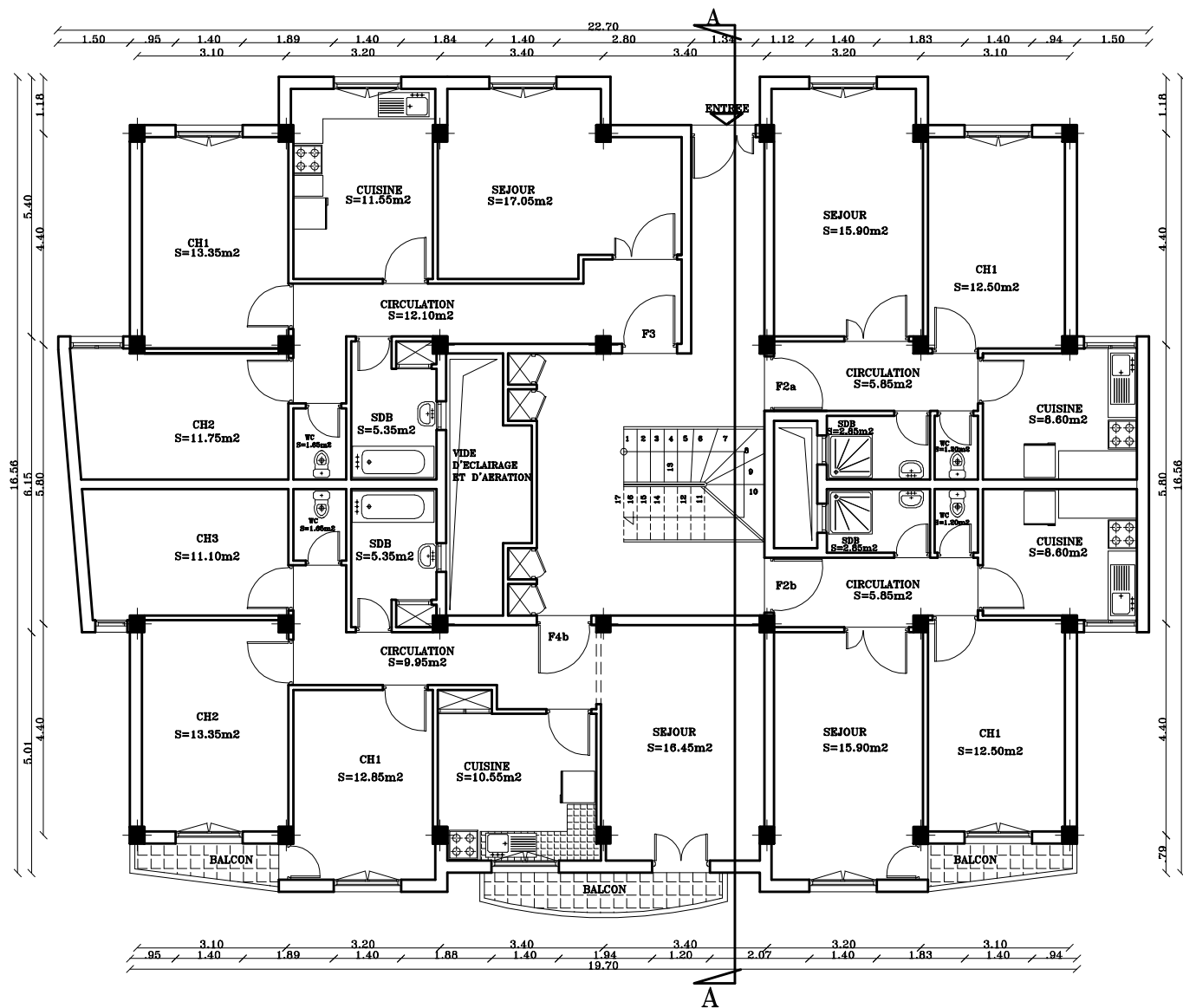


A.L.G.R.F.U. DE TIGZIRT
 CONSULTATION POUR L'ETUDE
 DE 60 LOGEMENTS
 SUR L'AXE DU LYCEE
 CENTRE VILLE DE TIGZIRT

ECH:1/100

PLAN D'ETAGE COURANT DU BLOC "E"

N°:E4



A.L.G.R.F.U. DE TIGZIRT
 CONSULTATION POUR L'ETUDE
 DE 60 LOGEMENTS
 SUR L'AXE DU LYCEE
 CENTRE VILLE DE TIGZIRT

ECH:1/100

PLAN DU RDC HAUT DU BLOC "E"

N°:E3



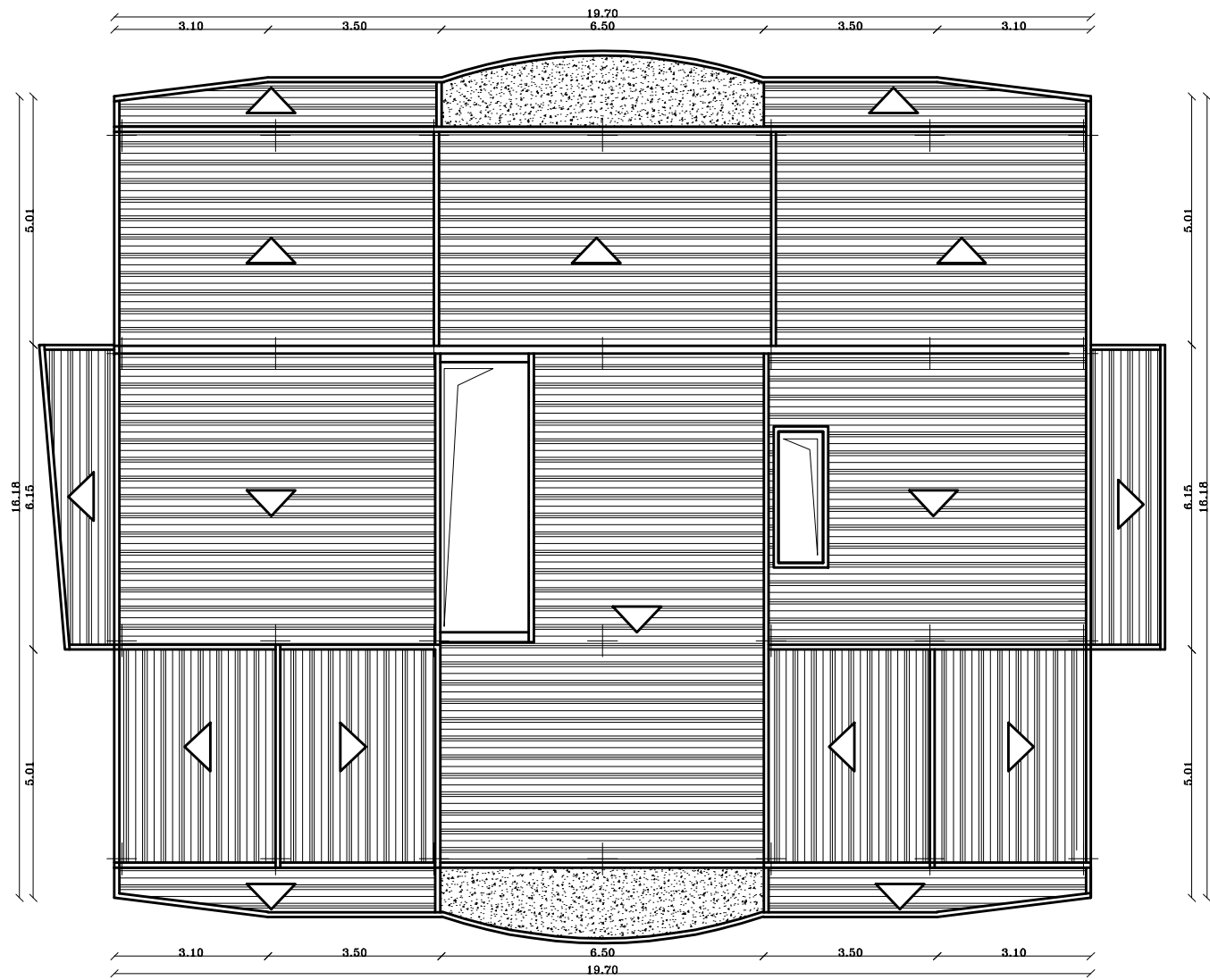
A.L.G.R.F.U. DE TIGZIRT

CONSULTATION POUR L'ETUDE
DE 60 LOGEMENTS
SUR L'AXE DU LYCEE
CENTRE VILLE DE TIGZIRT

ECH:1/100

FACADE PRINCIPALE DU BLOC "E"

N°:E7

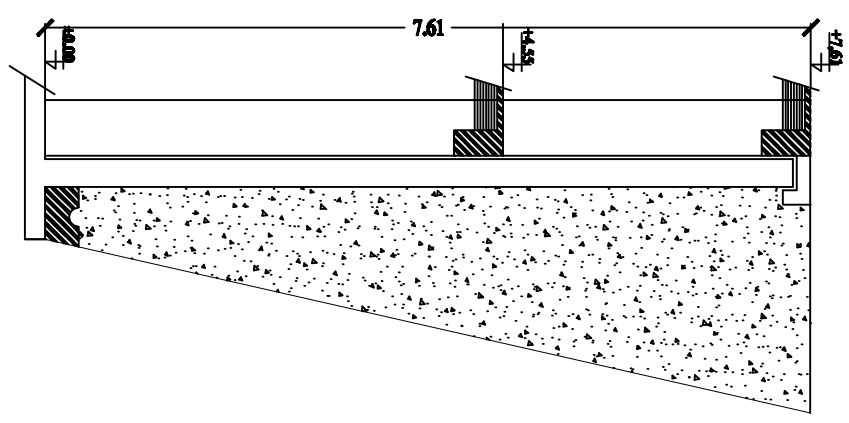
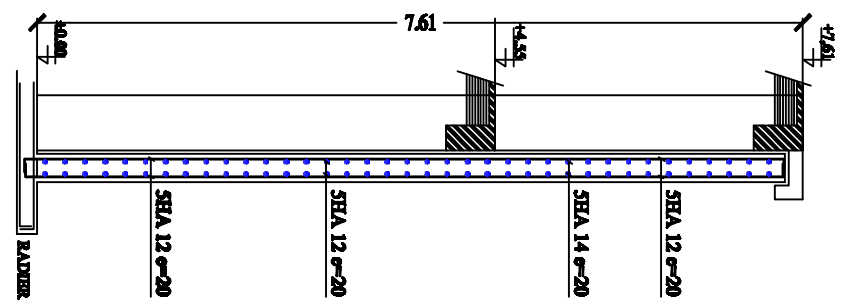


A.L.G.R.F.U. DE TIGZIRT
 CONSULTATION POUR L'ETUDE
 DE 60 LOGEMENTS
 SUR L'AXE DU LYCEE
 CENTRE VILLE DE TIGZIRT

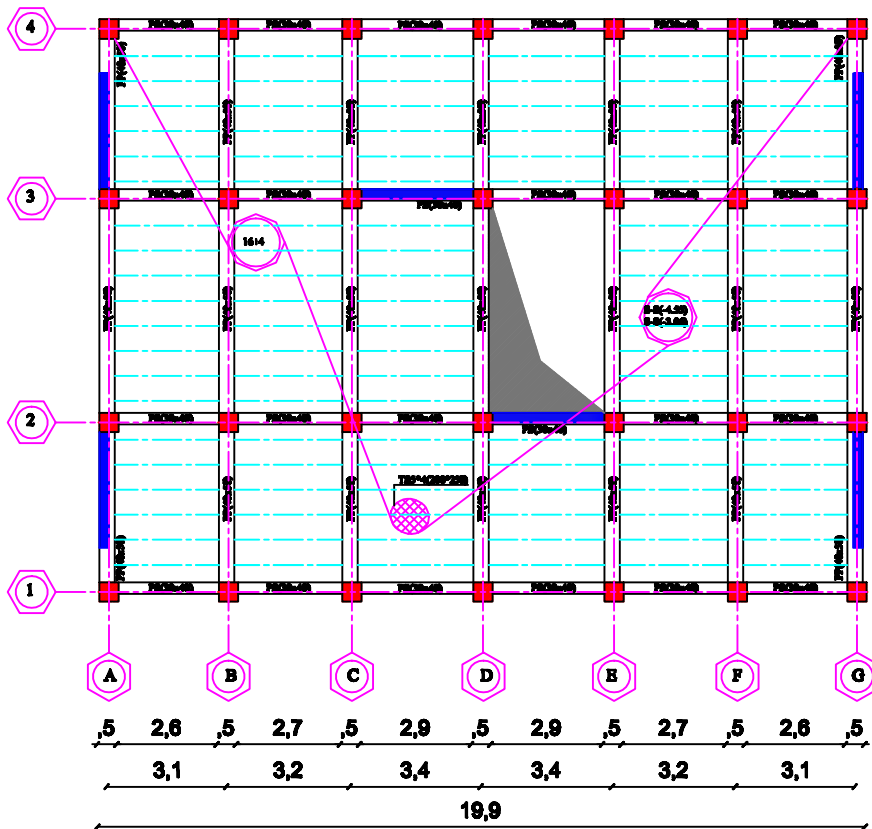
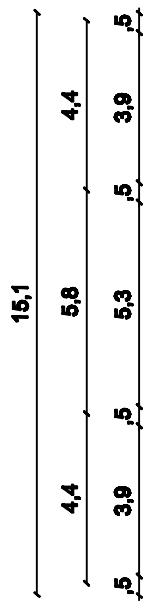
ECH:1/100

PLAN DE TOITURE DU BLOC "E"

N°:E5



UNIVERSITE MOULOUUD MAMARREI DE TIZI OZZOU		Faculté de génie de la construction Département de génie civil	
Évadé par: Mada oualid benham bakhia Mada oualid benham		Plan de ferrailage d'un mur plaqué	
Digité par: Mme:AVOUSSEI			
		Echelle:1/100	
		2016/2017	

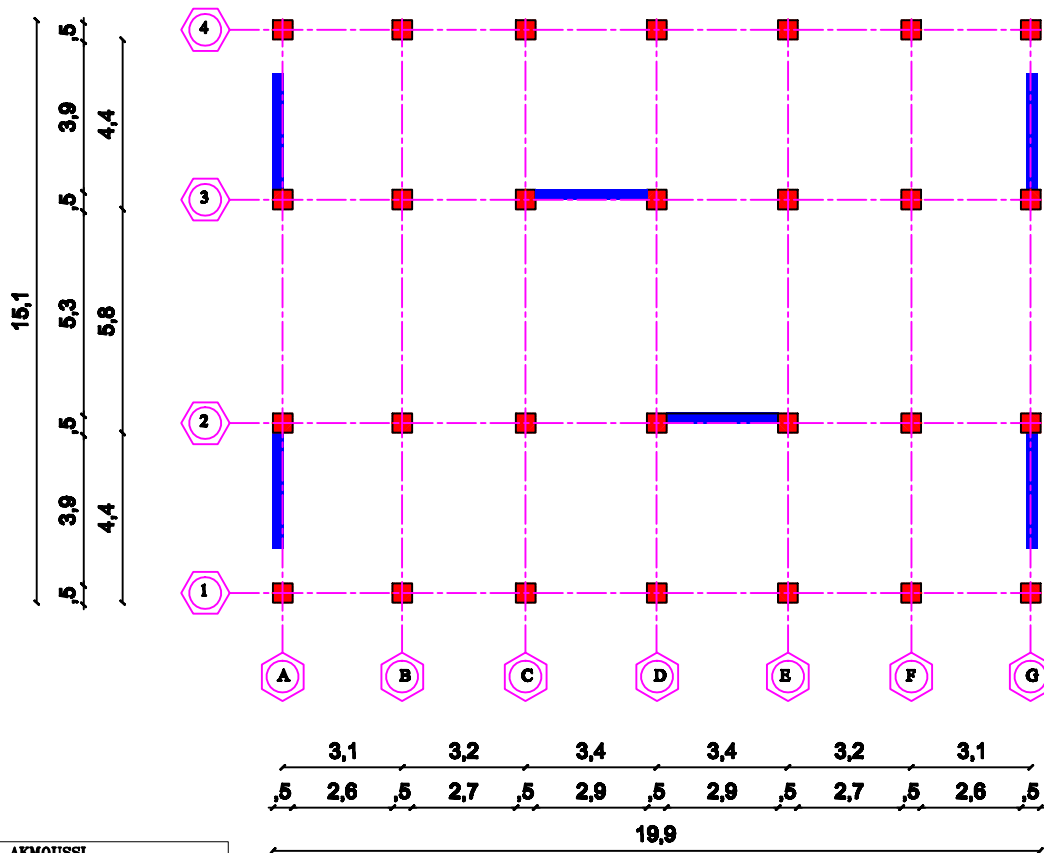


Suivi par: Mme AKMOUSSI
 Etudié par:
 Melle OUIDIR Karima kahina
 Melle SADANI Sabrina

ECH:1/100

PLAN DE COFFRAGE DES SOUS-SOLS

N°:2

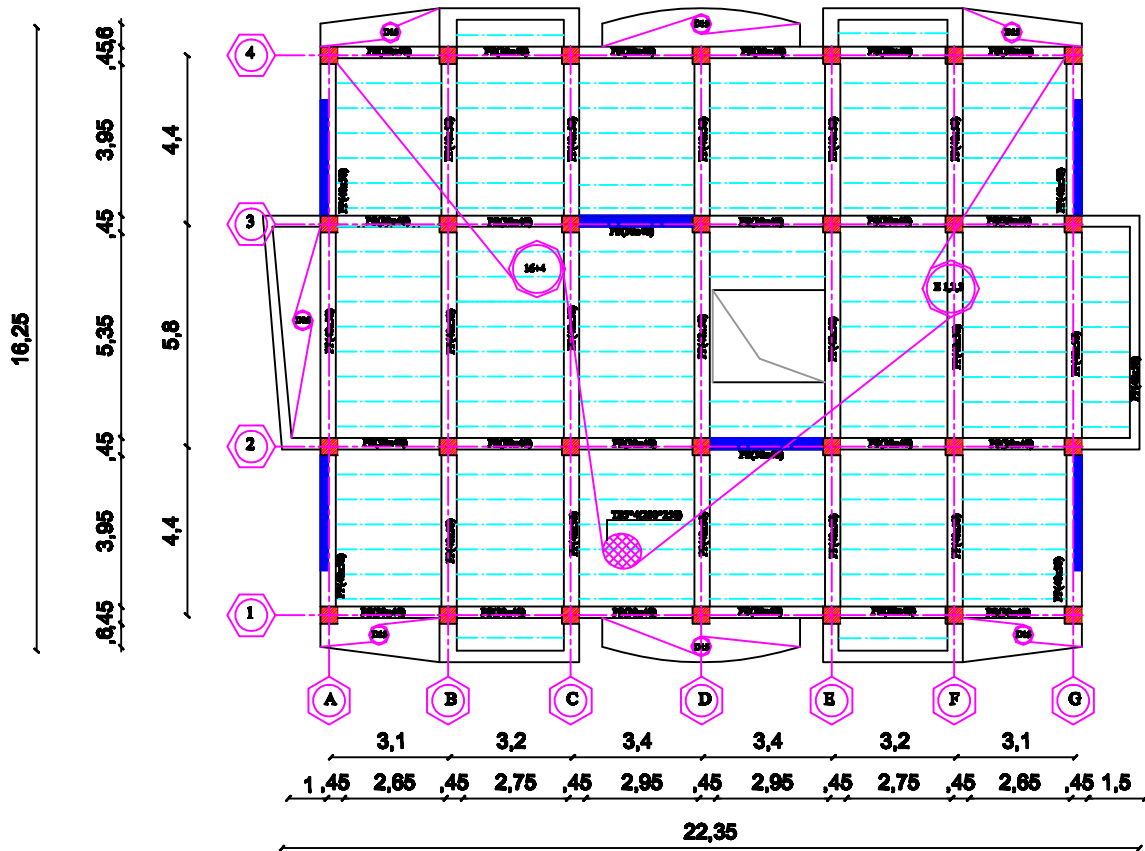


Suivi par: Mme AKMOUSSI
 Etudié par:
 Melle OUIDIR Karima kahina
 Melle SADANI Sabrina

ECH:1/100

PLAN DE DISPOSITION DES VOILES

N°:1

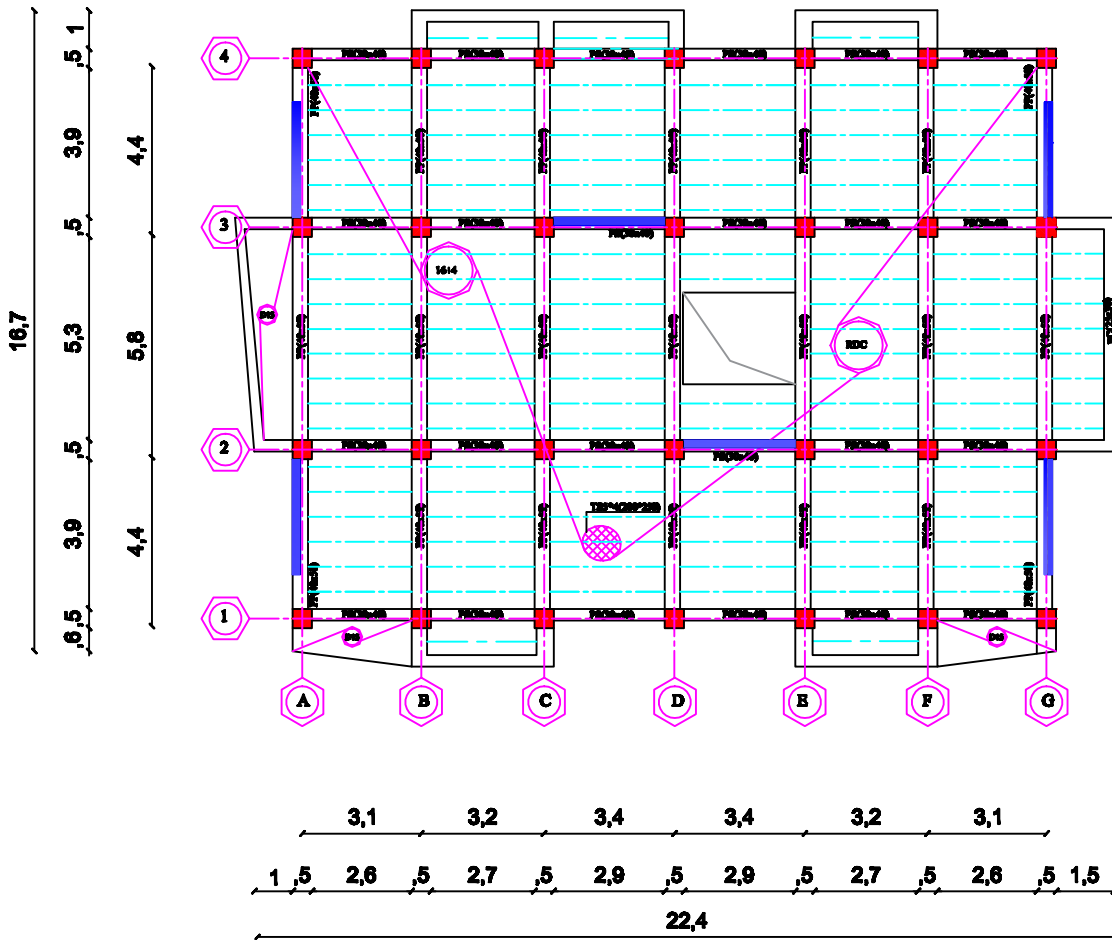


Suivi par: Mme AKMOUSSI
 Etudié par:
 Melle OUIDIR Karima kahina
 Melle SADANI Sabrina

ECH:1/100

PLAN DE COFFRAGE DES ÉTAGES 1,2,3

N°:4

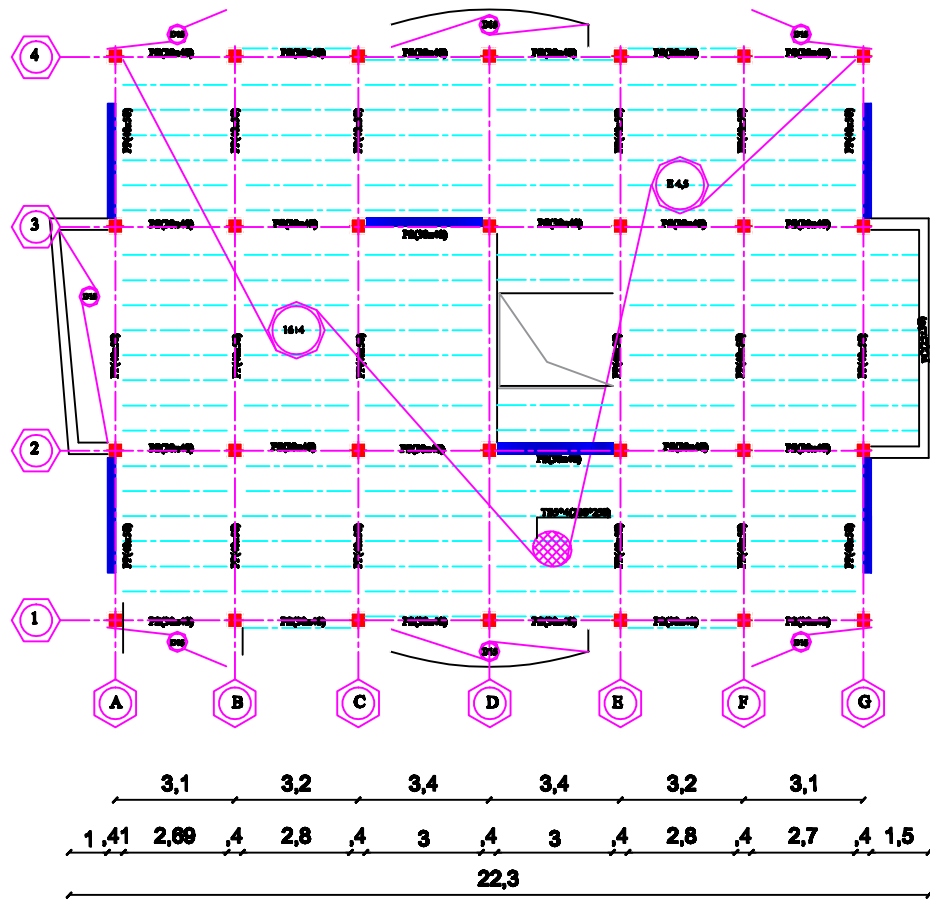
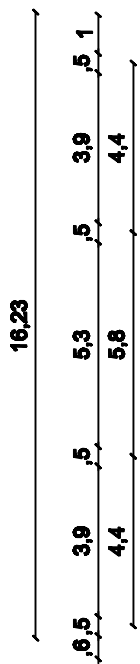


Suivi par: Mme AKMOUSSI
 Etudié par:
 Melle OUIDIR Karima kahina
 Melle SADANI Sabrina

ECH:1/100

PLAN DE COFFRAGE DE RDC

N°:3

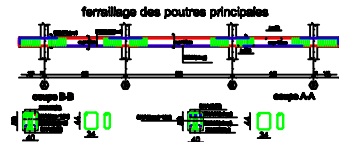
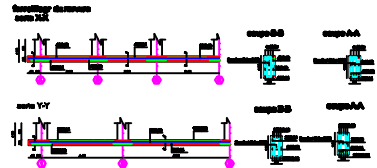
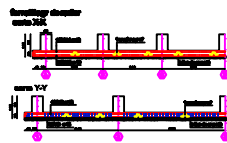
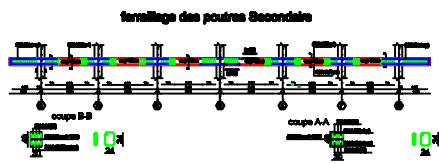


Suivi par: Mme AKMOUSSI
 Etudié par:
 Melle OUIDIR Karima kahina
 Melle SADANI Sabrina

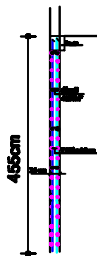
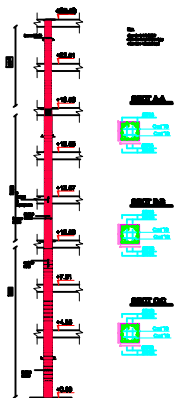
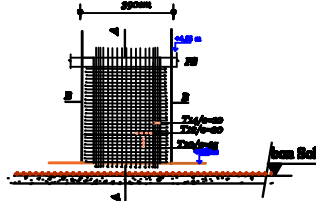
ECH:1/100

PLAN DE COFFRAGE DES ÉTAGES 4,5

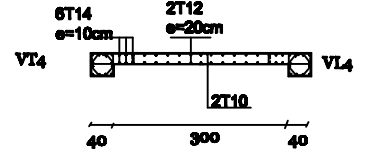
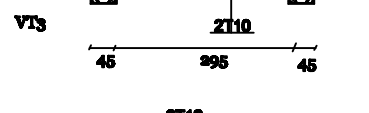
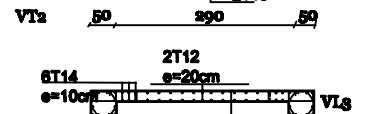
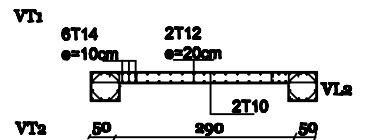
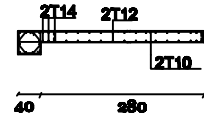
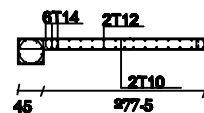
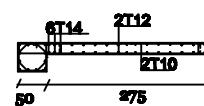
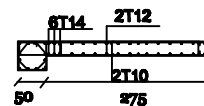
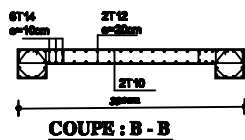
N°:5



COUPE SUR la VOILE VL1



COUPE : A - A



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Étudié par: Melle oufella inouch kachina Melle sedani sabrine	Plans de ferraillages	Echelle:1/100
Dirigé par: Mme:AKMOUSSI		2016/2017