

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil
Option : Constructions civiles et industrielle

THEME

Etude d'une structure (R+6) à usage multiple en
béton armé (portique + voile) avec l'utilisation du
logiciel ETABS.

Étudié par :

M^{lle} AGROUCHE NADJET

M^{lle} SIARI AMIRA

Dirigé par :

M^r BAZIZ KARIM

PROMOTION 2021/2022





Dédicaces

Je dédie ce modeste travail accompagné d'un profond

amour :

Aux deux personnes les plus chers de ma vie, Mon père et Ma mère qui sont et restent toujours la source de ma force dans la vie grâce à leurs amour et encouragements, que dieu les garde pour moi.

A mes très chers frères et sœurs à qui je souhaite que des grandes réussites dans leurs vies.

A tous mes amis et à toute personne que j'aime.

A toute ma grande famille A notre promoteur M^r BAZIZ.K que je respecte beaucoup.

A mon binôme NADJA et A toute la promotion CCI 2021/2022

AMIRA





Dédicaces

Je dédie ce modeste travail accompagné d'un profond

amour :

*A ma famille qui reste toujours la source de ma force dans la vie
grâce à leur amour et encouragement, que dieu les garde pour moi.*

*A mes très chers frères et sœurs à qui je souhaite que des
grandes réussites dans leurs vies.*

A tous mes amis et à toute personne que j'aime.

*A toute ma grande famille A notre promoteur M^r BAZIZ.K que
je respecte beaucoup.*

A mon binôme AMIRA et A toute la promotion CCI 2021/2022

*Amon cher ami HADJ-ARAB SAFIA paix à son âme que dieu pitié
d'elle.*



NADIET

REMERCIEMENTS

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

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir. Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

Nous tenons à témoigner notre profonde gratitude et nos remerciements les plus sincères à notre promoteur Mr BAZIZ qui a toujours été disponible afin de répondre à toutes nos questions et nous éclairer dans notre travail et y'apporter les corrections nécessaires, suivi et soutenu tout au long de ce travail.

Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs du département de Génie-Civil.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

SOMMAIRE

Introduction

Plans d'architecture

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	1
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.....	13
Chapitre III : Calcul des éléments... ..	34
III-1. Plancher à corps creux	34
III-2.Acrotère	69
III-3.Porte-à-faux.....	76
III-4.Escaliers	83
III-5.Poutre palière.....	103
III-6.Poutre de chaînage.....	112
III-7.Salle machine	121
Chapitre IV : Etude sismique.....	134
Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux.....	148
V-1.Ferrailage des poteaux.....	148
V-2.Ferrailage des poutres.....	159
V-3.Ferrailage des voiles.....	170
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.....	188

Conclusion

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I-1 : Limites d'élasticité des aciers utilisés	11
--	----

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II-1 : Poids des différents éléments constituant le plancher terrasse inaccessible.....	21
II-2 : charges permanentes d'étage courant.....	22
II-3 : : Poids des différents éléments constituant le mur extérieur	23
II-4 : Poids des différents éléments constituant le mur intérieur.....	23
II-5 : Poids des différents éléments constituant le plancher en dalle pleine	24
II-6 : Coefficients de dégression de surcharges.....	28
II-7 : Dégression des charges d'exploitation.....	28
II-8 : Récapitulatif de la descente des charge.....	28
II-9 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA 99 (art 7.4.1)	30
II-10 : Vérification au flambement des poteaux.....	32

Chapitre III: Calcul des éléments

III-3-1 : les charges concentrées revenant à la console.....	78
III-4-1 : Charge totale du palier.....	87
III-4-2 : Charge totale de la volée	87

Chapitre IV : Etude sismique

IV-1 : Périodes et participations massiques.....	135
IV-2 : Valeurs des pénalités Pq Sens longitudinal... ..	141
IV-3 : Valeurs des pénalités Pq Sens transversal... ..	141
IV-4 : Détermination des efforts tranchants à la bases.....	143
IV-5 : Vérification de l'effort normal réduit.....	144
IV-6 : Vérification l'excentricité.....	145
IV-7 : Vérification des déplacements... ..	146
IV-8 : Vérification de l'effet p- Δ	147

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V-1-1 : Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal... ..	153
V-1-2 : Ferrailage final des poteaux.....	153
V-1-3 : Les Sections minimales et maximales d'armatures recommandées par le RPA	154
V-1-4 : Vérification de la quantité d'armatures transversales	157
V-1-5 : Vérification des contraintes tangentielles.....	158
V-1-6 : Vérification de condition de non fragilité.....	158
V-1-7 : Vérification de l'état limite de service du béton à la compression.	159
V-2-1 : Section des armatures longitudinales	160
V-2-2 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.....	161
V-2-3 : Ferrailage des poutres principales.....	163
V-2-4 : Ferrailage des poutres secondaires... ..	163
V-2-5 :Détermination des zones nodales... ..	167

V-2-6 : Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS.....	168
V-2-7 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS.....	168
V-2-8 : Récapitulatif du ferrailage des poutres principales et secondaires.....	169
V-3-1 : Ferrailage des voiles transversaux (VT1 ;VT2 ;VT3 ;VT4).....	183
V-3-2 : Ferrailage des voiles transversaux (VT5. ;VT6).....	184
V-3-3 : Ferrailage des voiles longitudinaux (VL3 ;VL4).....	185
V-3-4 : Ferrailage des voiles longitudinaux (VL1 ;VL2 ; VL5 ;VL6).....	186
V-3-5 : Ferrailage des voiles longitudinaux(VL7).....	187

Chapitre VI : L'étude de l'infrastructure

VI-1 :Surface des semelles filant.....	190
VI-2 : Surface des semelles filant sous les poteaux	192
VI-3 : Résultats des ferrailages... ..	205
VI-4 : Vérification de condition de non fragilité.....	205
VI-5 : Vérification des contraintes à L'ELS Sens longitudinale.....	208
VI-6 :Chargement de la nervure la plus sollicitée dans le sens longitudinal... ..	214
VI-7 :Chargement de la nervure la plus sollicitée dans le sens transversale	214
VI-8 :Les efforts internes dans les nervures.....	217
VI-9 : le ferrailage adopté pour la nervure	218
VI-10 : Vérification des contraintes à l'ELS	220

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I-1 : Diagramme contrainte déformation du béton.....	9
I-2 : Diagramme contrainte à l'ELS	9
I-3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	11

Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments

II-1 : Coupe VERTICALE d'un plancher à corps creux	14
II-2 : Dimensions des poutres	17
II-3 : Différent type de voile	18
II-4 : Coupe de voile en élévation	16
II-5: Plancher type terrasse inaccessible	21
II- : Elément constituant les plancher d'étage courant	21
II-7 : Coupe transversale du mur extérieur	22
II-8 : Coupe transversale du mur en simple cloison	23
II-9 : Coupe d'un plancher d'étage courant en dalle pleine	24
II-10 : Coupe verticale de l'acrotère.....	26
II-11 : Surface d'influence	31

Chapitre III : Calcul des éléments

III-1-1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.....	34
III-1-2 : Ferrailage de la dalle de compression.....	35
III-1-3 : surfaces revenant aux poutrelles.....	36
III-1-4 : Schéma isostatique de la poutrelle	37
III-1-5 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).....	41

III-1-6 : Diagramme des moments	43
III-1-7 : Schéma statique de la poutre reposant sur six appuis	44
III-1-8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	48
III-1-9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	48
III-1-10 : Schéma statique de la poutre reposant sur quatre appuis	48
III-1-11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	50
III-1-12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU... ..	51
III-1-13 : Schéma statique de la poutre reposant sur trois appuis	51
III-1-14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	53
III-1-15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU... ..	53
III-1-16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	59
III-1-17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS	60
III.1.18 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS	62
III.1.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....	62
III-1-20 : Diagramme des moments fléchissant... ..	64
III-1-21 : Diagramme des efforts tranchants.....	64
III-1-22 : Schéma de la poutrelle.....	67
III-1-23 : Ferrailage des planchers en corps creux.....	69
III.2.1 : Diagramme des efforts internes... ..	70
III.2.2 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	71
III-2-3 : Ferrailage de l'acrotère.....	76
III-3-1 : Schéma statique du porte a faux	77
III.3.2: Schéma statique de la console	81

III-3-3 : Plan de ferrailage du balcon.....	83
III-4-1 : Coupe verticale de l'escalier.....	84
III-4-2 : schéma statique d'escalier	85
III-4-3 : Schéma de chargement à l'ELU.....	88
III-4-4 : diagramme des efforts internes d'escalier à l'ELU.....	91
III-4-5 : Schéma de chargement à l'ELS	95
III-4-6 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELS	98
III-4-7 : plan de ferrailade d'escalier... ..	102
III-5-1 : Schéma statique de la poutre palière	103
III-5-2 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.....	104
III-5-3 : diagramme des efforts internes à l'ELU.....	105
III-5-4 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS	108
III-5-5 : diagramme des efforts internes à l'ELS	109
III-5-6 : Ferrailage de la poutre palière.....	111
III-6-1 : Schéma statique de la poutre de chainage à l'ELU.....	113
III-6-2 : diagramme des efforts internes de la poutre de chainage à l'ELU.....	114
III-6-3 : Schéma statique de la poutre de chainage à l'ELS	118
III-6-4 : diagramme des efforts internes de la poutre à deux appuis à l'ELS	119
III-6-5 : Ferrailage de la poutre de chainage reposant sur deux appuis.....	121
III-7-1: Diffusion de la charge au niveau du feuillet moyen.....	122
III-7-3 : Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens xx et yy à l'ELU... ..	125
III-7-4 : Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens xx et yy à l'ELS.....	129
III-7-5 : Plan de ferrailage de la salle machine... ..	132

Chapitre IV : Etude sismique

IV-1 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens Ex	136
IV-2 : Charges horizontales reprises par les voiles	137
IV-3 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY	138
IV-4 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY	138
IV-5 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens Z... ..	139

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V-2-1 : Délimitation de la zone nodale.....	167
V-3-1-Disposition des voiles dans la structure	172
V-3-2-Diagramme des contraintes d'une (S.E.C).....	173
V-3-3 : Diagramme des contraintes d'une (SPC).....	174
V-3-4: Diagramme des contraintes d'une (S.E.T).....	174

Chapitre VI : L'étude de l'infrastructure

VI-1 : Schéma de la semelle isolée.....	189
VI-2 : Diagramme des contraintes... ..	198
VI-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.....	201
VI.4.Le panneau le plus sollicité... ..	202
VI-5 : Schéma statique du débord... ..	209
VI.6 : Présentation du chargement simplifié	211
VI.7 :Répartition triangulaire	212
VI-8: Chargement à l'ELU pour les moments fléchissant dans le sens longitudinal.	215
VI-9: Diagramme des moments fléchissant à L'ELU dans le sens longitudinal.....	215
VI-10: Chargement à l'ELU pour les efforts tranchants dans le sens longitudinal.....	215
VI-11: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU dans le sens longitudinal	215
VI-12: Chargement à l'ELS pour les moments fléchissant dans le sens longitudinal....	215

VI-13: Diagramme des les moments fléchissant à L'ELS dans le sens longitudinal....	216
VI-14 : Chargement à l'ELS pour les efforts tranchants dans le sens longitudinal	216
VI-15 : Diagramme pour les efforts tranchants à l'ELS dans le sens longitudinal.....	216
VI-16 : Chargement à L'ELU des moments fléchissant dans le sens transversal.....	216
VI-17: Diagramme des moments fléchissant à L'ELU dans le sens transversal	216
VI-18: Chargement à l'ELU pour les efforts tranchant dans le sens transversal... ..	216
VI-19: : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU dans le sens transversal	216
VI-20: Chargement à l'ELS pour les moments fléchissant dans le sens transversal... ..	217
VI-21: Diagramme des moments fléchissant à L'ELS dans le sens transversal	217
VI-22: Chargement à l'ELS pour les efforts tranchant dans le sens transversal... ..	217
VI-23 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS dans le sens transversal.....	217

Introduction Générale

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, qui permettent d'améliorer le comportement des structures et d'assurer une fiabilité maximale des ouvrages vis-à-vis des dégâts naturels tels que les séismes.

Comme l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Le dernier séisme dévastateur du 21 mai 2003, qui a touché les régions de centre du pays (Boumerdes, Alger et Tizi-Ouzou), est un grand exemple très probant d'énormes pertes tant humaines que matérielles.

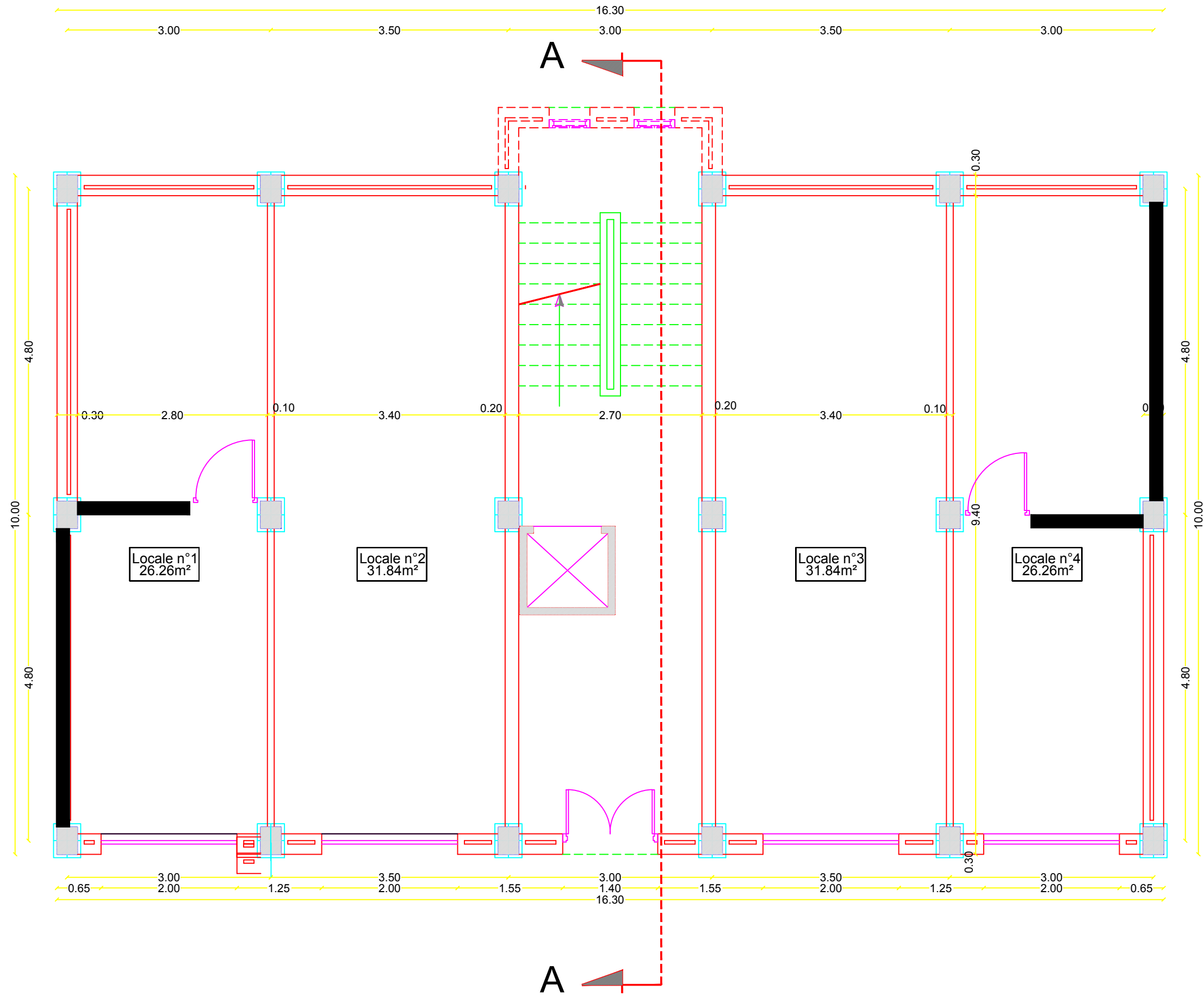
A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte des différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Pour cela, nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement Parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

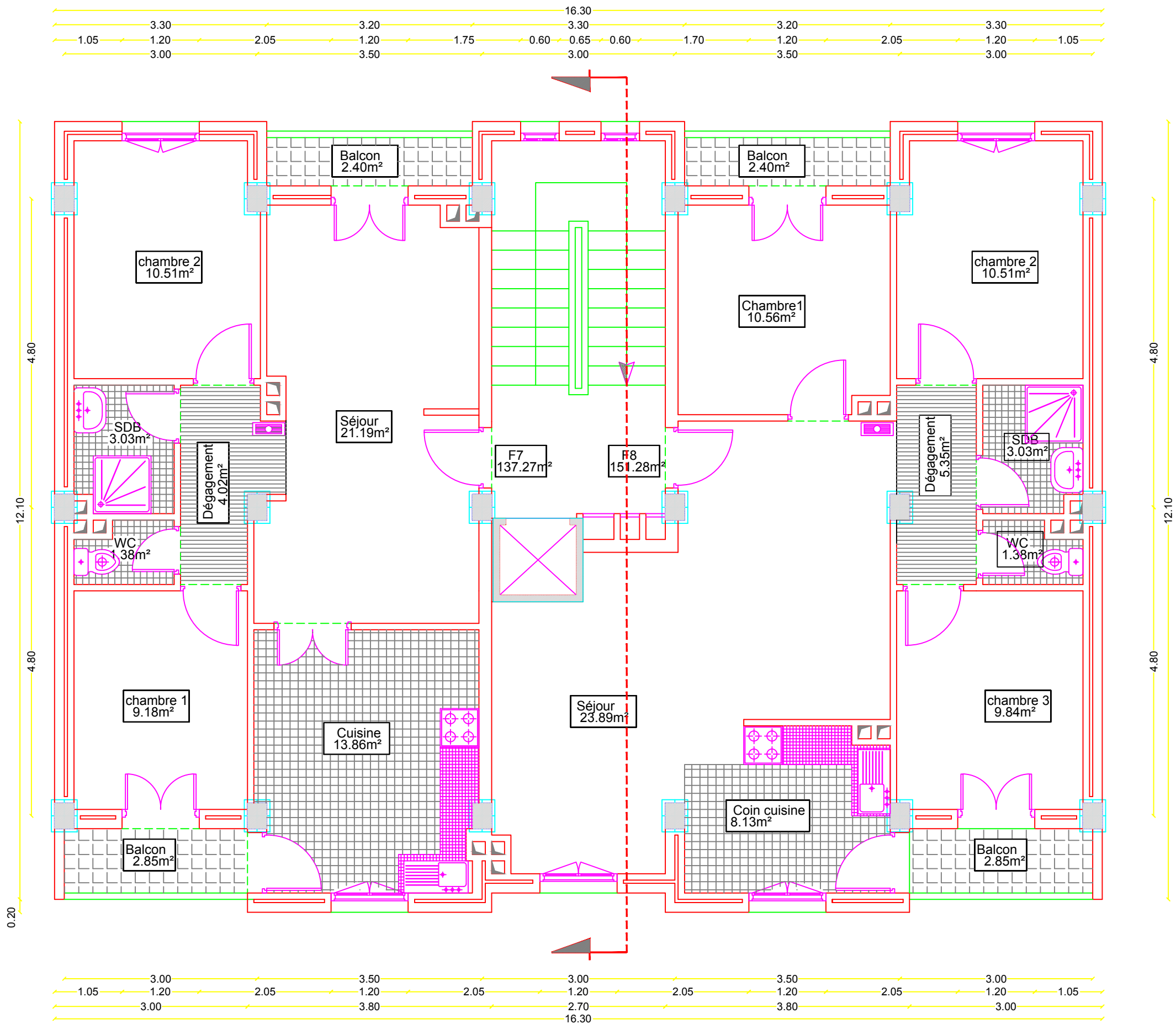
Dans notre projet, nous avons choisi l'étude d'une structure R+6 à usage d'habitation et commerciale, à ossature mixte contreventée par voiles et portiques. En plus du calcul statique, on a eu recours à l'utilisation du logiciel de modélisation ETABS.

PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

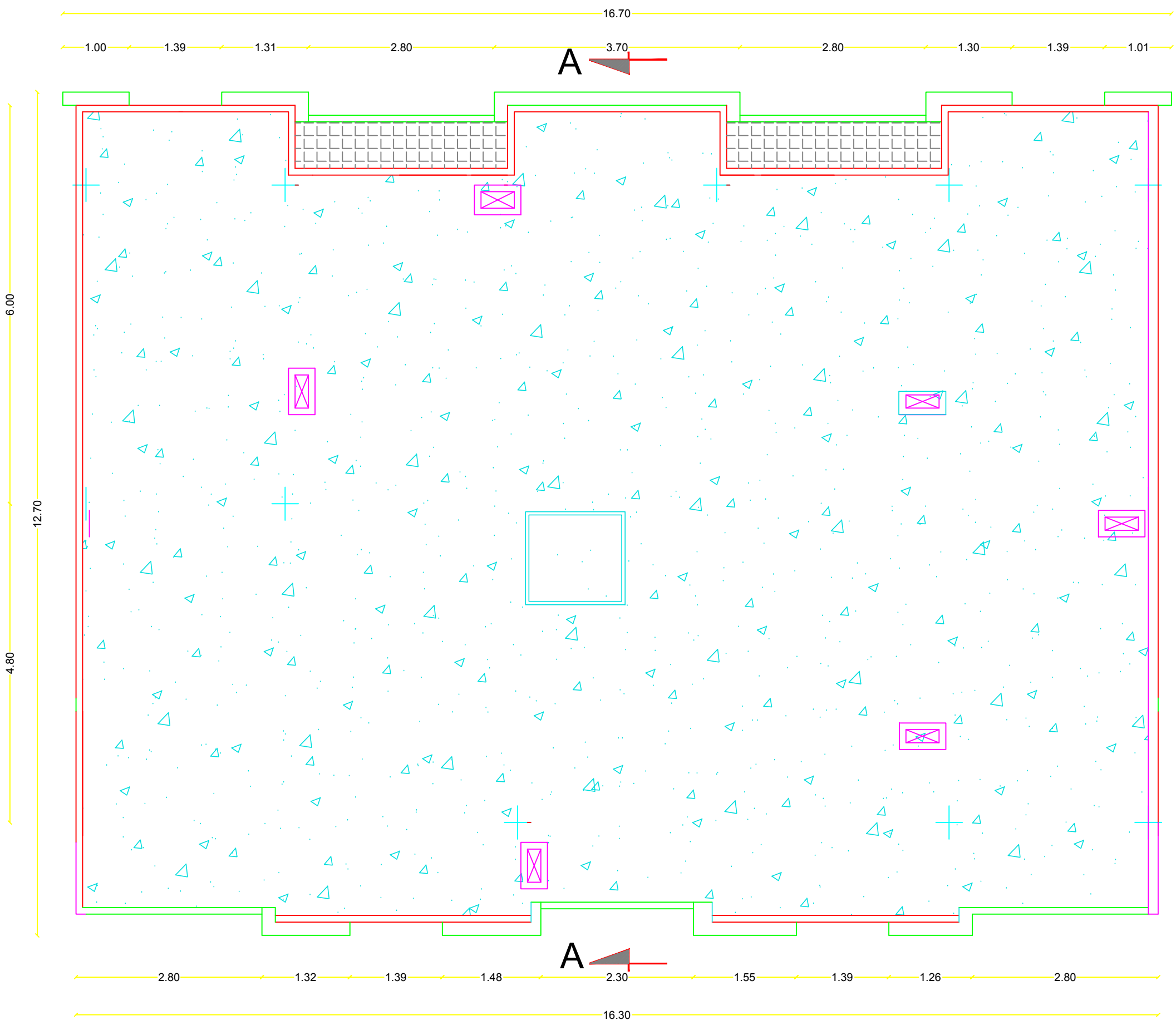
ECH:1/100



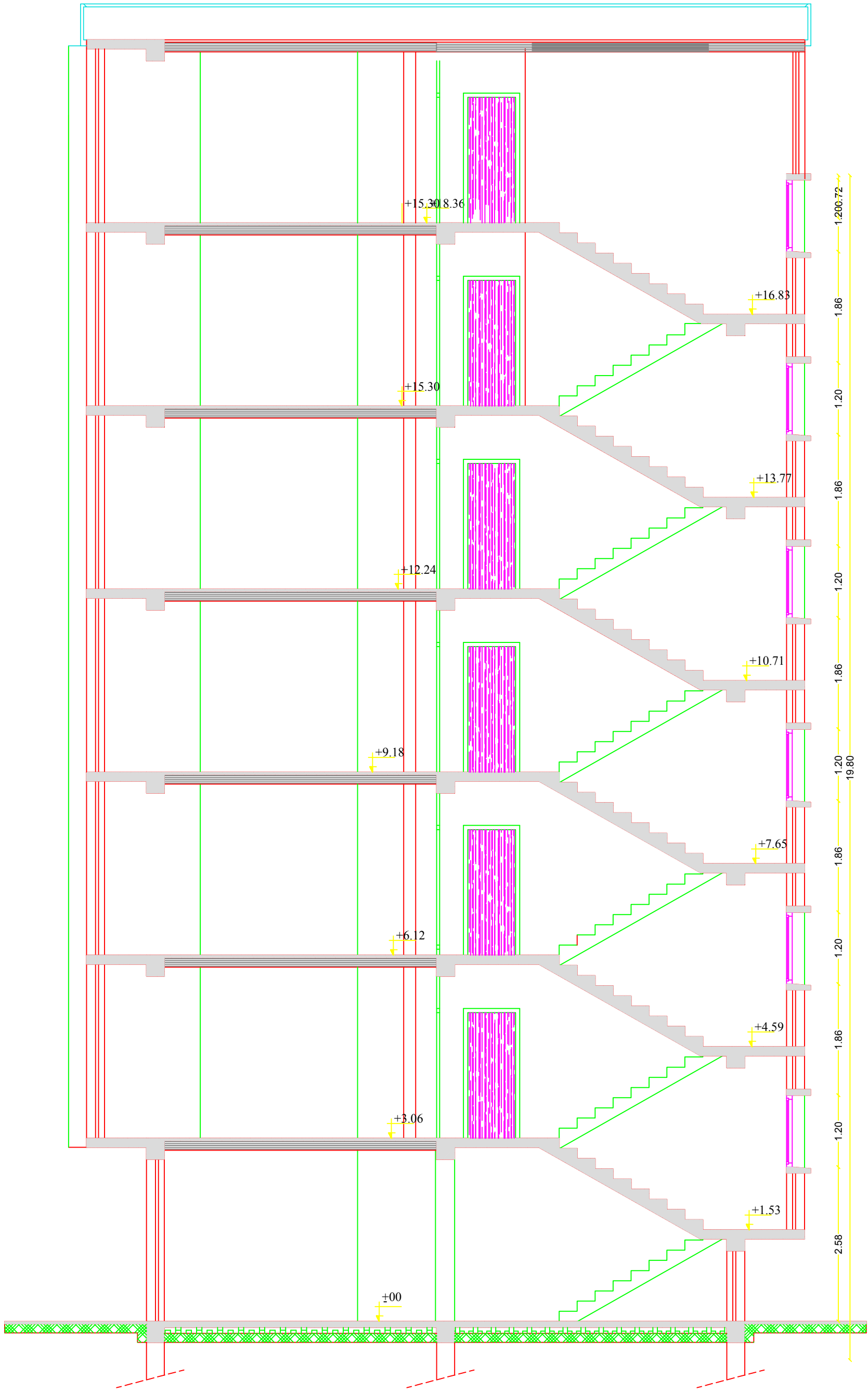
PLAN DU 1.2.3.4.5 et 6 ème ETAGE



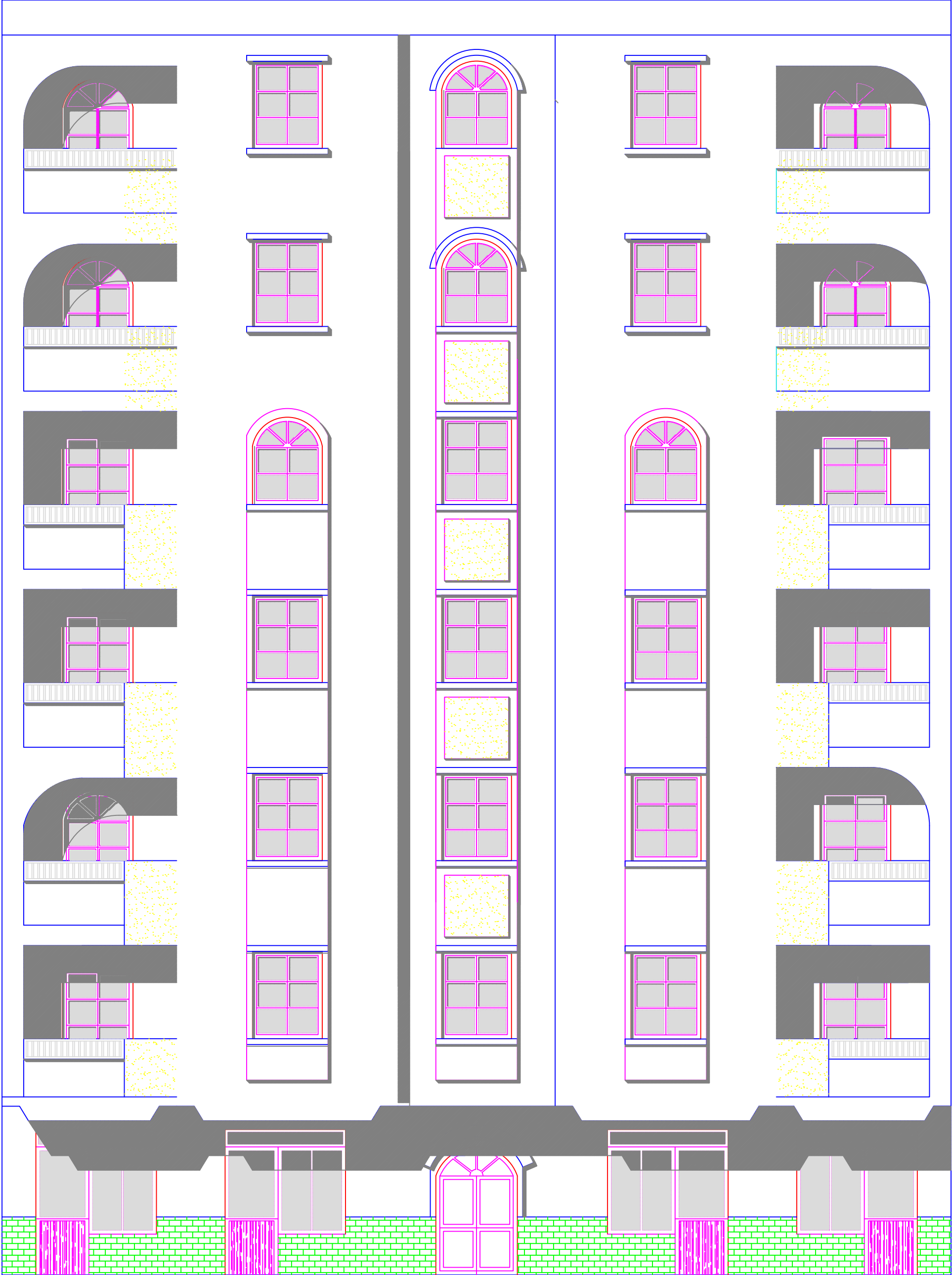
PLAN DE TERRASSE INACCESSIBLE



COUPE AA



FACADE PRINCIPALE



I.1. Introduction

Le projet qui nous a été confié, dans le cadre de la préparation du projet de fin d'étude, porte sur l'étude et calcule des différents éléments résistants d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation et commercial.

L'objectif de ce chapitre est de présenter le bâtiment étudié, concernant le type de structure, les éléments structurant, la géométrie et les propriétés des matériaux.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Notre étude va porter sur un bâtiment en à usage d'habitation et Commercial. Le projet sera implantée à commune Tizi-Ouzou, classée selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99/Vérsion2003**) comme zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

Notre ouvrage est classé dans le groupe d'usage 2 : « Ouvrages d'importance moyenne »

Le bâtiment est composé de :

- RDC à usage commercial.
- six étages courants à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

Notre étude est conforme aux exigences des règlements à savoir :

- Le règlement parasismique algérien « **RPA 99 version 2003** ».
- Le règlement technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivantes la méthode des états limites « **BAEL 91 révisées en 99** ».
- Le règlement de conception et de calcul des structures en béton armée « **CBA93** ».

I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage

Notre bâtiment a pour dimensions :

a) Dimension en élévation :

- Hauteur de RDC : $H_{RD} = 3.06m$
- Hauteur de l'étage courant : $H_{etg} = 3.06m$
- Hauteur total du bâtiment : $H_T = 21.42 m$

b) Dimension en plan

- La longueur totale du bâtiment : $L = 16.30$ m
- Largeur totale du bâtiment : $b = 10$ m

I.4. Données sismique de l'ouvrage

L'ouvrage appartient au groupe d'usage: « Ouvrages d'importance moyenne »2 car :

- La hauteur ne dépasse pas 48 m.
- Nombre des habitants est inférieur à 300 personnes simultanément.

Le rapport du sol d'une contrainte admissible $\sigma_{sol}=2$ bars.

Le site est considéré comme un site meuble "S3" selon le "RPA 2003".

I.5. Structure de l'ouvrage**I.5.1. Choix de système porteur**

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

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

Notre bâtiment dépasse cinq niveaux et lorsque la hauteur dépasse 11m est situé en zone IIa, le RPA 99 V 2003 préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques.

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

I.5.2. Différents Eléments de l'ouvrage**a) La super structure**

Partie d'une construction située au-dessus du sol elle est composée de :

- **L'ossature**

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles (leur rôle est la stabilité et la rigidité de la structure).

Ils sont destinés à reprendre les charges et surcharges et les transmettre aux fondations.

- **Les voiles**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

- **Les portiques**

Ils sont en béton armé, sont constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

- **Les planchers**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment. Ils assurent deux fonctions principales :

- 1) **Fonction de résistance mécanique**

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges et les surcharges.

- 2) **Fonction d'isolation** :

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre bâtiment nous avons utilisé deux types de planchers :

- ✚ Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux) pour tous les étages.

- ✚ Plancher en dalle pleine coulée sur place, constitué en béton armé pour les balcons

Escaliers

Ce sont des éléments en béton armé coulé sur place qui assurent l'accès d'un niveau à un autre.

- **Cage d'ascenseur**

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur, seul élément mobile à l'intérieur de l'immeuble qui sera réalisée en voiles, coulée sur place.

- **La maçonnerie**

Les murs de notre bâtiment seront exécutés en brique creuse.

Il y a deux types de murs dans la structure :

- **Les murs extérieurs** : Ils sont réalisés en doubles cloisons en briques creuses de 10cm séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- **Les murs intérieurs** : Ils sont en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

- **Les revêtements**

Le revêtement de bâtiment est constitué de :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers (épaisseur de 2 cm).
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Enduit en ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

- **Acrotère**

Au niveau de la terrasse (inaccessible), le bâtiment est entouré d'un acrotère réalisé en béton armé (de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur).

- **Porte-à-faux**

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine ou en corps creux.

- **Balcon**

Par définition est une saillie pratiquée sur la façade d'un bâtiment, le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

b) L'infrastructure

L'infrastructure est un ensemble d'éléments structuraux interconnectés qui fournissent le cadre pour supporter la totalité de la structure. Elle est constituée de :

- **Fondations**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par liaison directe avec ce dernier.

Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

➤ **Remarque**

Nous avons opté pour un coffrage en bois pour les voiles et les portiques.

I.6. Les hypothèses de calcul

Tous les calculs et toutes les vérifications doivent se baser sur la notion des états limites. On distingue deux types d'états limites :

A) Les états limites ultimes (E.L.U)

Il correspond à la limite

- De l'équilibre statique.
- De la résistance de l'un des matériaux (béton et l'acier).
- De la stabilité de forme (flambement).

B) Les états limites de services (E.L.S)

Il correspond à la limite :

- De compression de béton.
- D'ouverture des fissures.
- Des déformations.

• Les combinaisons des charges sont

- L'état limite ultime (E.L.U) = $1.35 \times G + 1.5 \times Q$

- L'état limite service (E.L.S) = $G + Q$

Avec : G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

I.7. Les matériaux

I.7.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent satisfaire les règles parasismiques algériennes (**RPA99 VERSION 2003**) ainsi que les règles de béton armé aux états limite (**BAEL 91 modifiée 99**).

A) Le béton

Le béton est constitué par un mélange bien équilibré hétérogène de matériaux inertes appelés « Granulats » (sable, gravier), du ciment et de l'eau, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et en eau et l'âge du béton.

La composition du béton sera fixée par un laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance.

A.1) Le dosage de béton

La composition d'un 1m³ de béton est :

➤ **Granulats :**

Sable..... 380 à 450 dm³ (D_g ≤ 5 mm).

Gravillons.....750 à 850 dm³ (D_g ≤ 25 mm).

➤ **Ciment :**.....300 à 400 kg/m³.

➤ **Eau de gâchage :**.....150 à 200 L.

A.2) Caractéristique mécanique du béton

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa :

- **Résistance caractéristique à la compression**

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge noté f_{c28} .

La résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes:

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \text{pour: } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} \times f_{c28} \quad \text{pour: } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

(BAEL91/A.2.1,11)

- f_{cj} : La résistance caractéristique à "j" jours.

- f_{c28} : La résistance caractéristique à "28" jours.

Dans les calculs de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de $f_{c28}=25\text{MPa}$

- **Résistance caractéristique à la traction**

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

- En traction directe.
- En traction par fendage.
- En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$\text{On a: } f_{c28} = 25\text{MPa} \quad \text{Donc: } f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

D'où $f_{t28} = 2,1$ MPa

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60$ MPa.

- **Déformation longitudinale du béton**

a) Module de déformation longitudinal instantané du béton

Il est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures, on admet que le module de déformation longitudinale qu'on note « E_{ij} » est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $j = 28$ jours $f_{c28} = 25$ MPa.

$$E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

b) Module de déformation longitudinal différé du béton

On l'utilise pour les charges de longues durées (cas courant). La déformation différée du béton comprenant le **retrait** et le **fluage**. On considère le module de Young du béton dépend de sa résistance caractéristique à la compression qu'on note $\langle E_{vj} \rangle$ il est donnée par :

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

Pour $j = 28$ jours $f_{c28} = 25$ MPa

$$E_{vj} = 10819 \text{ MPa.}$$

- **Module de déformation transversale du béton**

Qui est noté G, il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \text{ (BAEL91 modifiée/Art A. 2. 1, 3)}$$

Avec :

E : module de Young.

v: Coefficient de poisson.

- **Coefficient de poisson (v)..... (BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 3)**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

$$\vartheta = \frac{\text{Déformation Transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} V=0 \text{ à l'ELU} \\ V=0.2 \text{ à l'ELS} \end{array} \right.$$

❖ Etat limite de contrainte de béton

Tous les calculs qui vont suivre au cours de cette étude seront basés sur la théorie des états limites. Un état limite est un état au-delà duquel une structure ou un de ses éléments constitutifs cesseront de remplir les fonctions pour lesquelles ils sont conçus. On les a donc classés en état limite ultime (**ELU**) et état limite de service(**ELS**).

1) Etats limites ultimes(E.L.U)

Sont associés à l'effondrement de la bâtisse. Cet état de ruine de la structure peut mettre en danger la sécurité de la population.

La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton est donnée par :

$$f_{bc} \frac{0.85f_{cj}}{\theta\gamma_b} \text{ [MPa]} \text{ (BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.3, 41).}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{situation courante} \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{situation accidentelle.} \end{array} \right.$

θ : coefficient de durée d'application des actions considérées

$\theta=1$: si la durée d'application est $>24h$

$\theta=0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h

$\theta=0.85$: si la durée d'application est inférieure à une heure (1h)

- Pour $\gamma_b=1.5$ et $\theta=1$, nous aurons $f_{bu} = 14.2$ [Mpa]
- Pour $\gamma_b=1.15$ et $\theta=1$, nous aurons $f_{bu} = 18.48$ [Mpa]

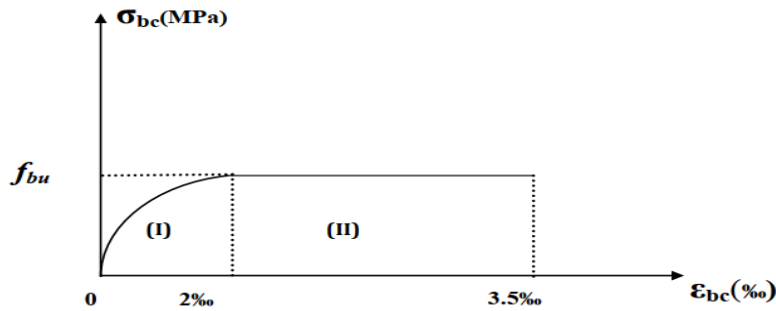


Figure I.1 : Diagramme contrainte déformation du béton.

2) Etats limites de services (E.L.S) :

Ils correspondent aux états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration ne sont plus satisfaites.

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{cj}$$

Pour $f_{c28}=25$ Mpa $\rightarrow \sigma_{bc}=15$ MPa à l'ELS

La contrainte de cisaillement ultime

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right\} \rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right\} \rightarrow \text{fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

La masse volumique du béton est égale à 25 KN/m^3

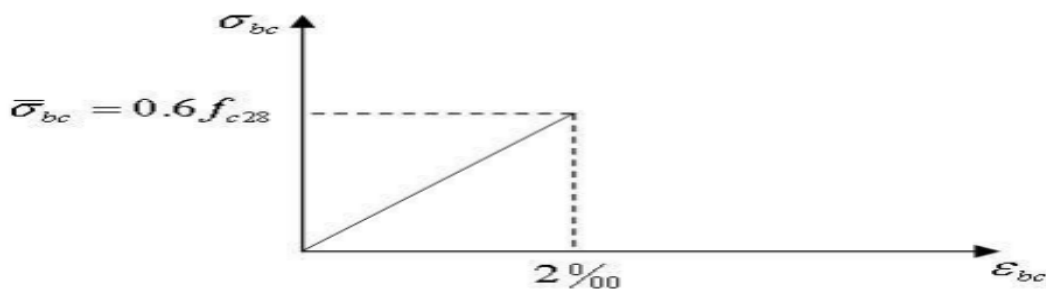


Figure I.2 : Diagramme Contrainte- Déformation du Béton à l'ELS

I.8. Les aciers

L'acier est un matériau très résistant en traction (et aussi à la compression pour des structures faiblement élancées), de l'ordre de 500 MPa. Les armatures sont distinguées par leur nuances et leur états de surface.

Dans le présent projet, En générale les aciers utilisés sont de trois types

- Acier à haute adhérence FeE400 $F_e=400\text{Mpa}$
- Treillis soudé TL520($\Phi \leq 6\text{ mm}$) $F_e= 520\text{ Mpa}$

❖ Module d'élasticité longitudinale

A l'ELS, nous supposons que les aciers travaillent dans le domaine élastique. Sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier $E_s=2.10^5\text{ Mpa}$. Art (A.2.2,1 BAEL 91).

La déformation à la limite élastique est voisine de 2 % et cela en fonction de la limite d'élasticité

❖ Contrainte limite ultime des aciers (L'ELU)

Elle est définie par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

σ_{st} : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

F_e : limite d'élasticité garantie.

γ_s : coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ pour les situations durables.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour les situations accidentelles} \end{array} \right.$$

Tableau I.1 : Limites d'élasticité des aciers utilisés.

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$F_e = 400\text{MPa}$	$\sigma_{st}=348\text{ MPa}$	$\sigma_{st}=400\text{ MPa}$
$F_e = 500\text{ MPa}$	$\sigma_{st}=452\text{ MPa}$	$\sigma_{st}=500\text{ MPa}$

❖ Contrainte limite de service des aciers :

Afin de réduire les risques d'apparition des fissures dans le béton et selon l'appréciation de

Fissuration peu nuisible : dans ce cas l'élément se trouve dans les locaux couverts, il n'est soumis à aucune condensation Il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers.

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e \text{ Art(A. 4. 5, 32 BAEL91)}$$

- **Fissuration préjudiciable :** lorsque les éléments en cause sont soumis à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale à :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{tj}} \right] \text{ Art. (A. 4.5, 34 BAEL91/99)}$$

- Fissuration très préjudiciable : cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{nf_{tj}} \text{ Art. (A. 4.5,34 BAEL91/99)}$$

Avec :

F_{tj} : résistance caractéristique du béton à la traction

η : coefficient de fissuration

$\eta=1$ pour les ronds lisses

$\eta=1,6$ pour les HA ($\phi \geq 6$ mm)

$\eta=1,6$ pour les HA ($\phi < 6$ mm)

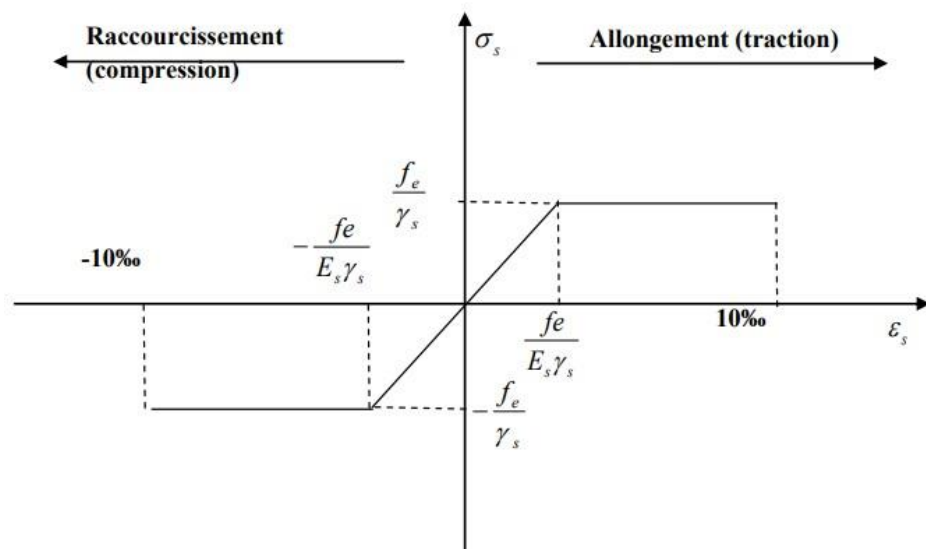


Figure I.3: Diagramme Contrainte-Déformation d'Acier.

Protection des armatures (Art A.7.1/BAEL91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures. Nous devons donc respecter les prescriptions suivantes :

C \geq 5cm : pour des ouvrages exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.

très agressives tel les industries chimique ;

C \geq 3cm : pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ; condensations à la destination des ouvrages au contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).

C \geq 1cm : pour les parois situées dans un local et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

I.9. Conclusion

A ce niveau, nous avons défini tous les éléments de la structure qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction, en respectant les règles du (BAEL91/ modifiées.99), et les règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003).

II.1 Introduction

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les matériaux constitutifs, on passe au pré dimensionnement des éléments tel que les planchers, les poutres principales et secondaires, les voiles et enfin les poteaux et cela en se basant sur des lois issues des règlements suivants :

- Le RPA 99 V 2003
- Le CBA 93
- B.A.E.L 91 modifié 99

Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure.

II.2. Pré dimensionnement des éléments

II.2.1. Les planchers en corps creux :(Art B.6.8.424 BAEL 91/99)

Il s'agit de plancher constitué de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriqués en béton armé.

Le tout complété par une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur ferrillée de treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles
- 30 cm pour les armatures parallèle aux poutrelles

Le dimensionnement du plancher en corps creux est donné par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

(BAEL 91 modifiée 99/Art b 6.8.423)

Avec :

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

d: Hauteur du corps creux.

e : La hauteur de la dalle de compression.

D'après le **RPA99/version 2003 ART 7.4.1** les dimensions minimales des poteaux dans la **zone IIa** sont :**(25X25)**

Dans notre cas nous avons :

$$L_{MAX} = 3.75m.$$

$$L_{MAX} = 375 - 25 = 350 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq \frac{350}{22.5} = 15.55 \text{ cm}$$

avec :

h_t : hauteur de plancher

L: portée libre max de la plus grande travée dans le sens poutrelles

$$L_{max} = 350 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{350}{22.5}$$

$$h_t = 15.55 \text{ cm}$$

- Donc on adopte un plancher de (16+4), c'est-à-dire $h_t = 20 \text{ cm}$

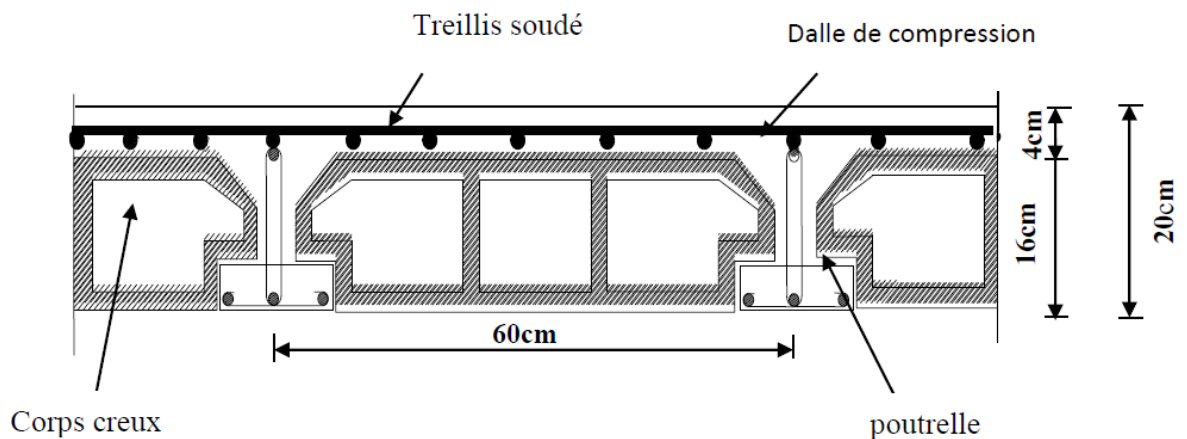


Figure II.1 : Coupe Verticale d'un Plancher en Corps Creux

II.2.2. Dalles Pleines

Les dalles pleines sont des planchers minces en béton armé coulé sur place, dont l'épaisseur est moins importante par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 3 ou 4 appuis, ce type d'élément travaillé en flexion. Leur épaisseur est déterminée selon les conditions suivantes :

- La résistance au feu
- La résistance à la flexion
- L'isolation acoustique

A. Condition de résistance au feu

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes (selon l'ouvrage : ouvrage en béton armée H.RENAUD Pages 235)

e =7 cm : pour une heure de résistance au feu.

e =11 cm : pour deux heures de résistance au feu.

e =17,5 cm : pour quatre-heures de résistance au feu.

B. l'isolation acoustique (la loi de masse)

Selon les règles techniques « **CBA 93** » en vigueur, l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale a**13 cm** pour obtenir une bonne isolation acoustique.

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

D'où l'épaisseur minimal de la dalle est définie par :

M : la masse de plancher M= 350kg/m²

V : volume du plancher

ρ : la masse volumique de béton =2500kg/m³

$$e = \frac{350}{2500} = 0.14 \text{ m}$$

e=14 cm

On prend : e= 15 cm

C- Condition de résistance à la flexion

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

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

L_0 : portée libre

e : épaisseur de la dalle.

$L_0=1.2\text{m}$

$$e \geq \frac{120}{10} \geq 0.12\text{m} \geq 12\text{cm}$$

On prend : e= 15cm

Pour satisfaire les trois conditions nous allons opter pour des dalles pleines de 15cm.

II.2.3. Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé (horizontales et linéaires) coulés sur place, faisant partie de l'ossature du plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteau, voiles). Les dimensions des poutres isostatiques sont définies en fonction de leurs portées « L », telles que :

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

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

h: Hauteur de la poutre

b: Largeur de la poutre

L : Longueur maximum entre nu d'appuis

II.2.3.1. Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Dans notes cas **L_{max}=480cm**

La hauteur des poutres est donné par :

$$\frac{480}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{480}{10}$$

$$32 \leq h_{pp} \leq 48 \text{ cm}$$

soit : $h_{pp} = 40 \text{ cm}$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

$$16 \leq b \leq 28$$

On opte pour : **b_{pp} = 30cm**

II.2.3.2. Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, et elles servent de chaînage entre les différents éléments de la structure.

Dans notes cas **L_{max} = 350 cm**

$$\frac{350}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{350}{10}$$

$$23.33 \leq h_{ps} \leq 35$$

Soit : $h_{ps} = 30 \text{ cm}$

$$0.4 \times 32 \leq b \leq 0.7 \times 32$$

$$12.8 \leq b \leq 22.4$$

On opte pour : $b_{ps} = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification selon le RPA99/ version 2003**

• **Poutre principale**

$b \geq 20 \text{ cm}$ on a $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$condition vérifier.

$h \geq 30 \text{ cm}$ on a $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifier.

$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$ on a $\frac{h}{b} = \frac{40}{25} = 1.6 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm}$ condition vérifier.

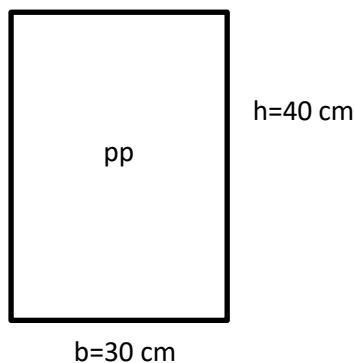
• **Poutre secondaire**

$b \geq 20 \text{ cm}$ on a $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$condition vérifier

$h \geq 30 \text{ cm}$ on a $h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$condition vérifier.

$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$ on a $\frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1.5 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm}$ condition vérifier.

Poutre principale (30×40) cm²



poutre secondaire (25×30) cm²

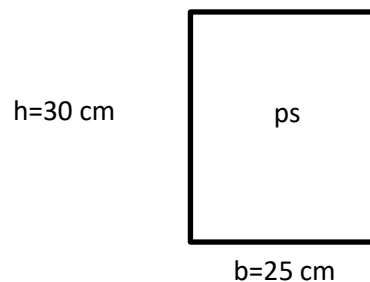


Figure II.2 : dimensions des poutres.

II.2.4. Les voiles

Ce sont les éléments rigides en béton arme coule sur place. Ils sont destinés à reprendre une partie des charges verticales et assurer la stabilité de l’ouvrage sous l’effet des charges horizontales.

Ils sont pré dimensionnement par le **RPA 99/version 2003** tel que :

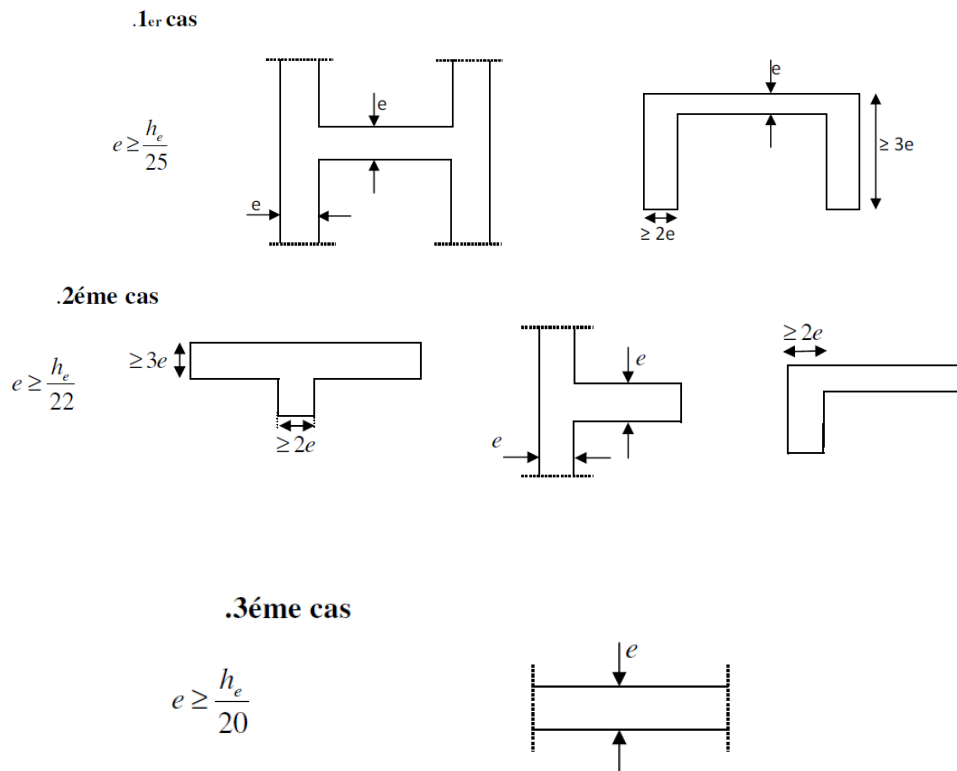


Figure II.3 : différent type de voile

$$h_e = h - ep$$

e: épaisseur du voile

h_e: hauteur libre d`un étage

h: hauteur d`étagé

ep: épaisseur du plancher

➤ **Rez des chaussées**

$$h_e = h - ep = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$e = \frac{h_e}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

$$e = 14.3 \text{ cm}$$

On adopte $e = 15 \text{ cm}$

➤ **Les étages courants**

$$h_e = h - ep = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$e = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

$e = 14.30 \text{ cm}$; soit $e = 15 \text{ cm}$

Pour la sécurité et la faciliter de la mise en œuvre, on opte une épaisseur $e = \max (15\text{cm} ; 20\text{cm}) = 20 \text{ cm}$

On opte pour les voiles d'épaisseur $e=20 \text{ cm}$

❖ **Remarque :**

Nous passons d'une épaisseur de 20cm à 30cm pour le voile du RDC, dans le but de ne pas avoir un décalage au niveau des armatures entre les étages courants et celui du RDC et à fin de palier aux problèmes de coffrage.

- Selon le RPA99 /2003 ART.7.71 ; sont considères comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante :

$$l \geq 4e$$

$$e \geq 20 \text{ cm}$$

Avec :

l : portée min des voiles

e : épaisseur des voiles

$$l \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

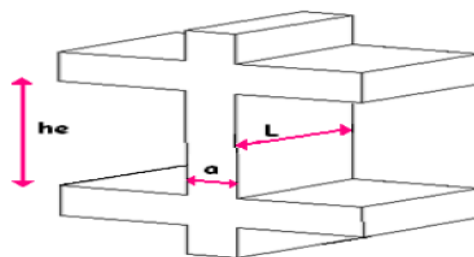


Figure II-4 : Coupe de voile en élévation.

II.2.5. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. En plus des armatures longitudinales, nous disposons aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles, et évitent le flambement du poteau. Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en supposant que le béton reprend à lui seul l'effort. Il se fait en calculant la descente de charges sur un ou plusieurs poteaux et en tenant compte d'une dégression des surcharges

d'exploitations. La combinaison des charges et des surcharges sera exprimée par la relation suivante :

$$N_s = G + Q$$

- **N_s** : l'effort de compression revenant au poteau, Il sera déterminé à partir de la descente de charges.
- **G** : charges permanentes
- **Q** : charges d'exploitations

La section d'un poteau est donnée par la formule suivante:

$$S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

S : section du poteau

$\overline{\sigma_{bc}}$: contrainte limite de service de béton en compression

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

Selon le (RPA 99 version 2003 article 7.4.1), les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ en zone I et IIa
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$ en zone III et IIb
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Remarque :

L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment

II.3 Détermination des charges permanentes et des charges exploitations

Elles sont données par document technique réglementaire **DTR B.C2.2** (charges et surcharge d'exploitation).

II.3.1 Les charges permanentes (G)

a) Plancher terrasse inaccessible

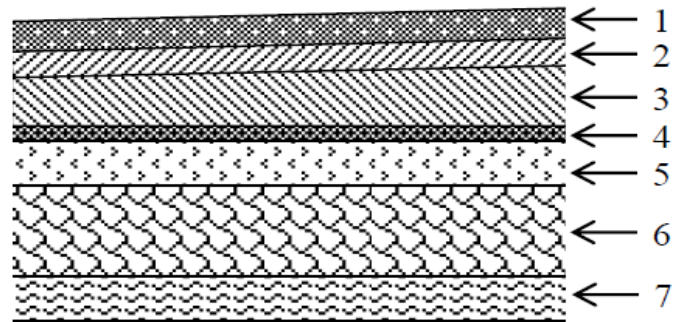


Figure. II.5 : Coupe verticale du plancher terrasse.

Tableau II.1 : Poids des différents éléments constituant le plancher terrasse inaccessible

Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m ³)	Charge G(KN/m ²)
Couche de gravillon	0.05	20	1.00
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Béton en forme de pente	0.07	22	1.54
Feuille de polyane			0.01
Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
Plancher en corps creux	0.2	14	2.8
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G Totale =			5.83

b) Plancher de l'étage courant (corps creux)

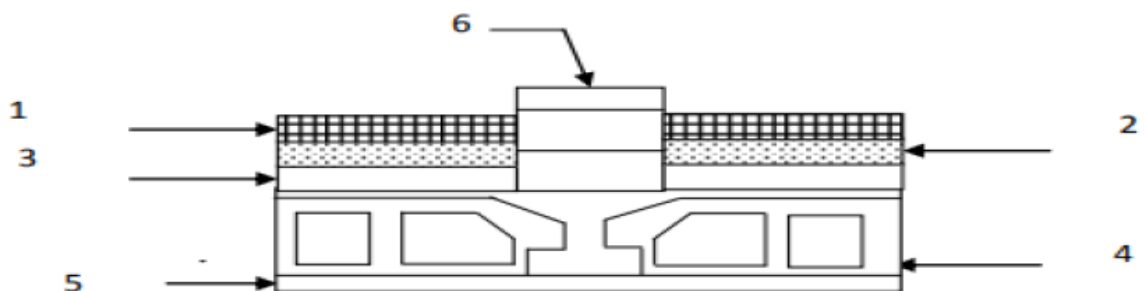


Figure II.6: Elément constituant les plancher d'étage courant.

Tableau II.2: Charges permanentes d'étage courant

Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m ³)	Charge G(KN/m ²)
Revêtement carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
Plancher en corps creux	0.2	/	2.8
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Maçonnerie en brique creuse	0.1	9	0.9
G totale =			5.06

c)Maçonnerie

- ✓ Murs extérieurs

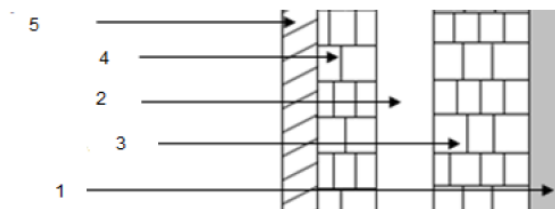
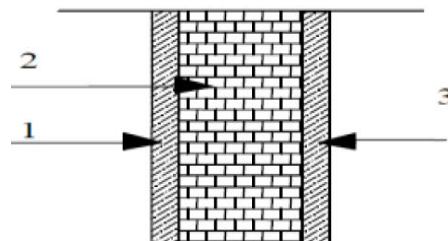
**Figure II.7:**Coupe transversale du mur extérieur.

Tableau II.3 : Poids des différents éléments constituant le mur extérieur

Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m ³)	Charge G(KN/m ²)
Enduit en ciment	0.02	20	0.40
Lame d'air	0.05		
Maçonnerie en brique creuse extérieure	0.015	9	1.35
Maçonnerie en brique intérieure	0.01	9	0.9
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
G Totale =			2.85

✓ Murs intérieurs

**Figure II.8** : Coupe transversale du mur en simple cloison**Tableau II.4** : Poids des différents éléments constituant le mur intérieur

Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m ³)	Charge G(KN/m ²)
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Maçonnerie en brique creuse	0.1	9	0.9
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
G Totale =			1.30

d) Plancher de Dalle pleine

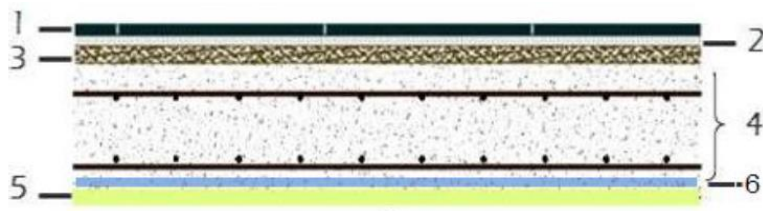


Figure II.9 : Coupe d'un plancher d'étage courant en dalle pleine.

Tableau II.5: Poids des différents éléments constituant le plancher en dalle pleine

Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge G (KN / m ²)
Revêtement Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.02	18	0.36
Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
Enduit ciment	0.02	20	0.40
Maçonnerie en brique intérieure	/	/	1.30
G Totale =			6.61

e) L'acrotère

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit:

Poids propre : $G = \rho \times S \times 1ml$

Avec :

ρ : Masse volumique de béton (25kN/m³).

S : section longitudinales de l'acrotère (m²).

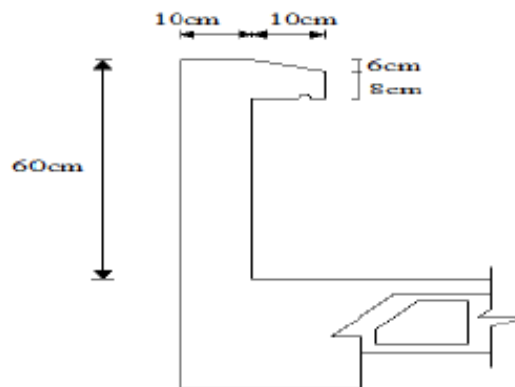


Figure II.10 : Coupe verticale de l'acrotère.

AN:

$$S = (0,1 \times 0,06)/2 + (0,1 \times 0,08) + (0,6 \times 0,1) = 0,071 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0,071 = 1,775 \text{ KN/ml}$$

II.3.2. Les charges d'exploitation « Q »

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR** comme suit :

- ✓ Plancher étage courant á usage d'habitation **1,5 KN/m²**
- ✓ Plancher RDC..... **3,5 KN/m²**
- ✓ Escalier..... **2,5 KN/m²**
- ✓ Balcon **3,5 KN/m²**
- ✓ Acrotère **1 KN/m²**

II.4. Descente de charges

La descente des charges est obtenue en déterminant des cheminements efforts verticaux dans la structures depuis leur point d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges sont distribuées en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre poteau et voile) appelée surface d'influence.

❖ Calcul des charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité

Le pré dimensionnement se fera pour le poteau le plus sollicité qui est repéré par (B2)

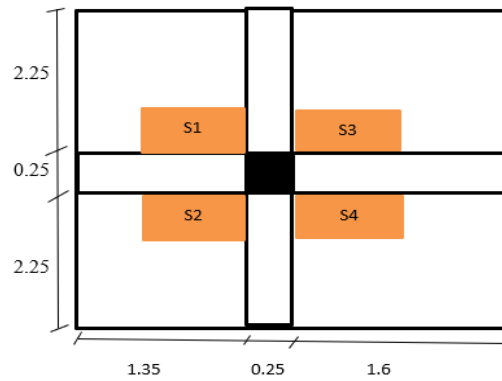


Figure II.11 : surface d'influence.

❖ **La surface d'influence**

Section nette

$$S=S1+S2+S3+S4$$

$$S=(2.25 \times 1.35)+(2.25 \times 1.35)+(2.25 \times 1.6)+(2.25 \times 1.6)$$

$$S=3.0375+3.0375+3.6+3.6$$

$$S= 13.275 \text{ m}^2$$

Section brute

$$S=4.75 \times 3.2=15.2 \text{ m}^2$$

❖ **Calcul des poids propres des éléments**

A) Les Poteaux

$$P= S \times \rho \times h_e$$

Avec :

S : section des poteaux en zone IIa ≥ 25 cm (RPA 99/version 2003)

ρ : Poids volumique du béton 25 KN /m³

h_e : hauteur d'étage

✓ **Pour RDC**

$$P= S \times \rho \times h_e = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,06 = 4,78 \text{ KN}$$

✓ **Les étages courants**

$$P= S \times \rho \times h_e = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,06 = 4,78 \text{ K}$$

B) Les poutres

$$PPoutre = (b \times h \times \rho) \times L$$

Avec

ρ : Poids volumique du béton 25 KN /m³

L : longueur de la poutre

1. Les poutres principales (30 x 40) cm²

$$P_{PP} = (b \times h \times \rho) \times L = 0,30 \times 0,40 \times 25 \times 4,5 = 13,5 \text{ KN}$$

2. Les poutres secondaires (25x 30) cm²

$$P_{PS} = (b \times h \times \rho) \times L = 0,25 \times 0,30 \times 25 \times 2,95 = 5,531 \text{ KN}$$

$$D'où \text{ le poids total : } P = P_{ps} + P_{PP} = 13,5 + 5,531 = 19,031 \text{ KN}$$

C) Planchers

$$P_{Plancher} = G_{Plancher} \times S$$

✓ **Etage courant et RDC**

$$P_{Plancher} = G_{Plancher} \times S = 5,06 \times 13,275 = 67,1715 \text{ KN}$$

✓ **Terrasse inaccessible**

$$P_{Plancher} = G_{Plancher} \times S = 5,83 \times 13,275 = 77,3932 \text{ KN}$$

❖ Les surcharges d'exploitation

✓ **Terrasse inaccessible**

$$Q = 1,00 \times 15,2 = 15,2 \text{ KN}$$

✓ **Etage courant**

$$Q = 1,5 \times 13,275 = 17,912 \text{ KN}$$

✓ **RDC (local)**

$$Q = 3,5 \times 13,275 = 46,462 \text{ KN}$$

❖ Loi de dégression de charge en fonction du nombre d'étage

Les règles du **BAEL 99** exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est 05, ce qui est le cas du bâtiment étudié. La loi de dégression est :

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

Avec :

Q₀ : surcharge d'exploitation a 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.

$$\Sigma 0 = Q_0$$

$$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma 2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma 3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma 4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\Sigma n = Q_0 + [(3+n)/2n]. (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

✓ **Coefficients de dégression de surcharges**

Tableau II.6 : Coefficients de dégression de surcharges.

Niveau	5	4	3	2	1	RDC
Coef	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75

✓ **Surcharge cumulée d'après la loi de dégression des charges « Q_c »**

Tableau II.7 : Dégression des charges d'exploitation

Niveau	Opérations	Résultats (KN)
6	$Q_0 = 15,2$	15,2
5	$Q_0 + Q_1 = 15,2 + 17,912$	33,112
4	$Q_0 + (Q_1 + Q_2) \times 0,95 = 15,2 + (17,912 + 17,912) \times 0,95$	49,232
3	$Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3) \times 0,9 = 15,2 + (17,912 \times 3) \times 0,9$	63,562
2	$Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) \times 0,85 = 15,2 + (17,912 \times 4) \times 0,85$	76,1
1	$Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) \times 0,8 = 15,2 + (17,912 \times 5) \times 0,8$	86,848
RDC	$Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) \times 0,75 = 15,2 + (17,912 \times 6 + 46,462) \times 0,75$	130,650

❖ **Remarque**

Suite aux dégâts constatés lors du séisme du 21 Mai à Boumerdes, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau (pour éviter la rotule plastique)

Ceci nous a conduit à augmenter la section de nos poteaux afin de :

- ✓ Respecter les recommandations des experts
- ✓ Avoir une bonne répartition des aciers dans la section

Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente des charges.

Niveau	Charges permanentes (KN)					Surcharges d'exploitation (KN)		Effort normal (KN)	Section du poteau (cm ²)	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Des poutres Poids des poteaux	G _{totale}	Cumulées	Q _i	Q _c	Q _c N _s =G _c +Q _c	Section trouvée $S \geq N_s / \sigma_{bc}$	Section adoptée
6	67,1715	13.425	4.78	85.376	85.376	17.912	17.912	103.288	68.858	35×35
5	67,1715	13.425	4.78	85.376	170.752	17.912	35.824	206.576	137.717	35×35
4	67,1715	13.425	4.78	85.376	256.128	17.912	53.736	309.864	206.576	35×35
3	67,1715	13.425	4.78	85.376	341.504	17.912	71.648	413.152	275.434	40×40
2	67,1715	13.425	4.78	85.376	426.88	17.912	89.56	516.44	344.293	40×40
1	67,1715	13.425	4.78	85.376	512.256	17.912	107.472	619.728	413.152	40×40
RDC	67,1715	13.425	4.78	85.376	597.632	46.462	153.934	753.161	502.107	40×40

II.5.Vérification

◆ Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA

Selon l'article (Art 7.4.1) du RPA99/2003 : les dimensions de la section transversale

Des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions de tableau ci –dessous :

Tableau II.9: Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA99(art7.4.1).

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et Vérification	Observation
4 ^{ème} au 6 ^{ème} étage	$\text{Min}(b,h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b,h) = 35\text{cm} \geq 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b,h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\text{Min}(b,h) = 35\text{cm} \geq \frac{306}{20} = 15.3$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4$	Condition vérifiée
1 ^{ème} au 3 ^{ème} étage	$\text{Min}(b,h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b,h) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b,h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\text{Min}(b,h) = 40\text{cm} \geq \frac{306}{20} = 15.3\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$	Condition vérifiée
RDC	$\text{Min}(b,h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b,h) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b,h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\text{Min}(b,h) = 40\text{cm} \geq \frac{306}{20} = 15.3\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$	Condition vérifiée

❖ Vérification des poteaux au flambement

Lorsqu' une pièce élancée (**poteau**) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement.
- ✓ La section (caractéristiques géométriques)
- ✓ La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes

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

Avec :

L_f: longueur de flambement ($L_f = 0,7 L_0$).

i: rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$)

L₀: hauteur libre du poteau.

S: section transversale du poteau ($b \times h$).

I: moment d'inertie de poteau ($I = bh^3/12$).

D'où : $\lambda = \frac{L_f}{i}$

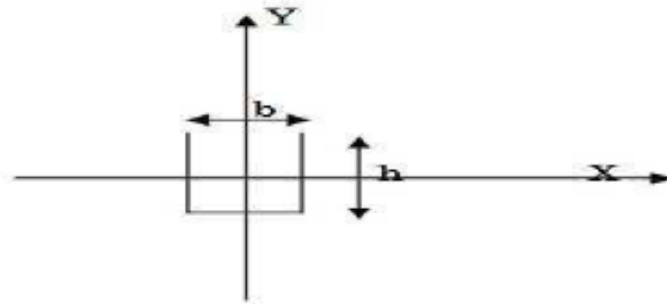


Figure II.11 : Coupe de poteau

Tableau II.10: Vérification au flambement des poteaux

Niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	S(cm ²)	i(cm)	L0(cm)	Lf(cm)	λ	Condition
6	30	30	67500	900	8.66	306	214.2	24.73	Condition vérifiée
5	30	30	67500	900	8.66	306	214.2	24.73	Condition vérifiée
4	30	30	67500	900	8.66	306	214.2	24.73	Condition vérifiée
3	35	35	125052.08	1225	10.10	306	214.2	21.207	Condition vérifiée
2	35	35	125052.08	1225	10.10	306	214.2	21.207	Condition vérifiée
1	35	35	125052.08	1225	10.10	306	214.2	21.207	Condition vérifiée
RDC	40	40	213333.33	1600	11.55	408	285.6	24.727	Condition vérifiée

- On conclue que la condition de l'élanement $\lambda \leq 50$ est vérifiée. Donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

II.6.Conclusion

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

- ✓ Hauteur de plancher en corps creux : **$h_t = 20 \text{ cm}$**
- ✓ Epaisseur de dalle pleine : **$e = 15 \text{ cm}$**
- ✓ Epaisseur des voiles : **$a = 20 \text{ cm}$**
- ❖ Sections des poutres :
 - ✓ Poutres principales : **$(30 \times 40) \text{ cm}^2$**
 - ✓ Poutres secondaires : **$(25 \times 30) \text{ cm}^2$**
- ❖ Sections des poteaux :
 - ✓ Poteaux du RDC : **$(40 \times 40) \text{ cm}^2$**

- ✓ Poteaux du 1^{ère} au 3^{ème} niveau **(40x 40) cm²**
- ✓ Poteaux du 4^{ème} au 6^{ème} niveau : **(35 x 35) cm²**

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui vont suivre.

III. Introduction

Après avoir défini les caractéristiques de notre ouvrage, nous passons dans ce **chapitre au** calcul des différents éléments de la structure tels que : l'acrotère, plancher, escalier et balcon. La détermination des armatures se fera pour une bande de 1m de largeur à l'ELU, et les vérifications seront faites à l'ELS.

III.1. Planchers à corps creux

Notre structure dispose d'un seul type de plancher qui est en corps creux, il est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées de section en T ; elles sont disposées suivant la petite portée, avec une distance de 65cm entre axes de deux poutrelles voisines, elles assurent la fonction de portance.
- Corps creux qui se repose sur les poutrelles, est utilisé comme coffrage perdu qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- Une dalle de compression en béton armé.

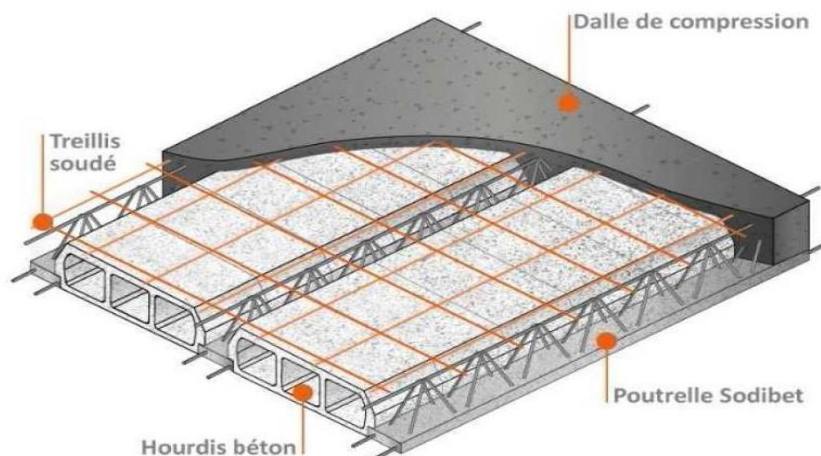


Figure III.1.1: coupe transversale d'un plancher en corps creux.

III.1.1. Etude de la dalle de compression

La dalle de compression de 4 à 5 cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (**TLE 520**) dont le 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.

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par le BA91 modifié 99 (article B.6.8.423) :

- 33cm pour les barres parallèles aux poutrelles
- 20cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles

❖ Calcul des armatures

➤ Pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$A_{\perp} \geq \frac{4l'}{f_e}$$

Avec : $L = 65 \text{ cm}$; distance entre axes des poutrelles ($50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$)

A_{\perp} : section d'armatures (cm^2 / ml)

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On adoptera $A_{\perp} = 6T6 / \text{ml} = 1.7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera $A_{//} = 6T6 / \text{ml} = 1.7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

Conclusion : nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension ($6 \times 6 \times 150 \times 150$) mm².

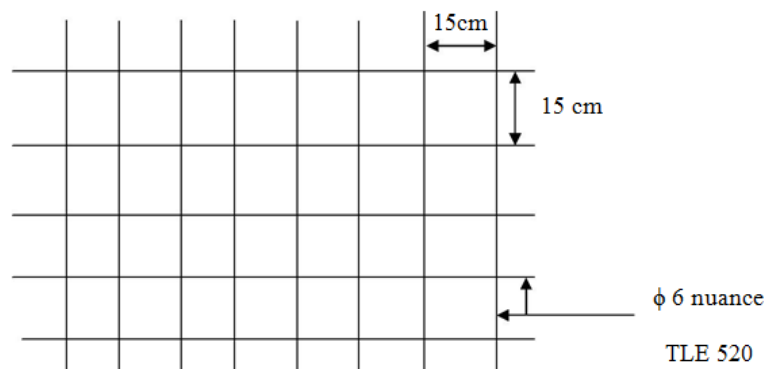


Figure.III.1.2:ferrailage de la dalle de compression.

III.1.2. Etude des poutrelles

➤ disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

- **Critère de la petite portée**

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- **Critère de la continuité**

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

A) Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

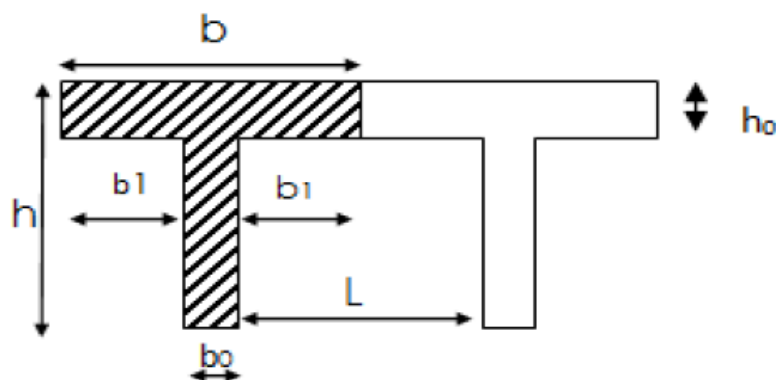


Figure.III.1.3 : Surfaces revenant aux poutrelles.

h : hauteur de la poutrelle ; $h = 16 + 4 = 20\text{cm}$

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

b : largeur de la dalle de compression.

b_0 : largeur de la nervure ; $b_0 = 12\text{cm}$

L : entre axes des poutrelles ; $L' = 65\text{cm}$

b_1 : le débord ;

$$b_1 \leq \min\left\{\frac{L_0}{2}; \frac{L}{10}; 8h_0\right\}$$

L : longueur de la plus grande travée ; $L = 3.5\text{m}$

$$L_0 = L' - b_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

D'où :

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{53}{2}; \frac{350}{10}; 8 \times 4 \right\} = \min \{26.5; 35; 32\} \Rightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 \Rightarrow b = 65 \text{ cm.}$$

Le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression :

➤ **1ère étape : Avant coulage de la dalle de compression**

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales

Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids de corps creux et le poids de la main d'œuvre.

➤ **Chargement**

Poids propre de la poutrelle : $G_p = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml.}$

Poids propre de corps creux : $G_c = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml.}$

Poids propre total : $G_t = G_p + G_c = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml.}$

La surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml.}$

➤ **Combinaison des charges**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Ferraillage à l'état limite ultime(ELU)**

- Moment en travée

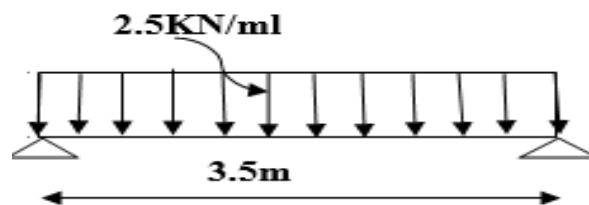


Figure III.1.4: Schéma isostatique de la poutrelle.

$$M_t = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.5)^2}{8} = 3.828 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.5}{2} = 4.375 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul des armatures**

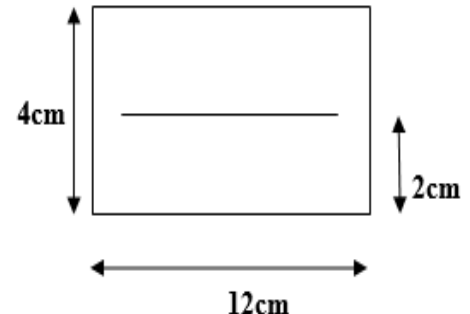
Soit l'enrobage $c=2\text{cm}$.

La hauteur $d = h - c = 4 - 2 = 2\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3.828 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 5.616 > \mu_l = 0.392$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$



➡ Section doublement armée (SDA)

➤ **Conclusion**

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

➤ **2ème étape : Après coulage de la dalle de compression**

Après le coulage, la poutrelle travaille comme une poutre continue en **Té** reposant sur plusieurs appuis.

Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

B) Calcul de chargement

- **Plancher étage courant**

Charges permanentes : $G = 5.06 \times 0.65 = 3.289 \text{ KN/ml.}$

Charges d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml.}$

- **Plancher RDC (commercial)**

Charges permanentes : $G = 5.06 \times 0.65 = 3.289 \text{ KN/ml.}$

Charges d'exploitation : $Q = 3.5 \times 0.65 = 2.275 \text{ KN/ml.}$

- **Plancher terrasse inaccessible**

Charges permanentes : $G = 5.89 \times 0.65 = 3.828 \text{ KN/ml}$.

Charges d'exploitation : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$.

➤ **Combinaison des charges**

- **Plancher étage courant**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.289 + 1.5 \times 0.975 = 5.903 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_s = G + Q = 3.289 + 0.975 = 4.264 \text{ KN/ml}$.

- **Plancher RDC (commercial)**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.289 + 1.5 \times 2.275 = 7.853 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_s = G + Q = 3.289 + 2.275 = 5.564 \text{ KN/ml}$.

- **Plancher étage terrasse inaccessible**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.828 + 1.5 \times 0.65 = 6.14 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_s = G + Q = 3.828 + 0.65 = 4.48 \text{ KN/ml}$.

➤ **Remarque**

Nous considérons pour nos calculs le chargement du plancher le plus défavorable ; dans notre cas c'est le plancher RDC à usage commercial, donc on utilisera pour le calcul du ferrailage :

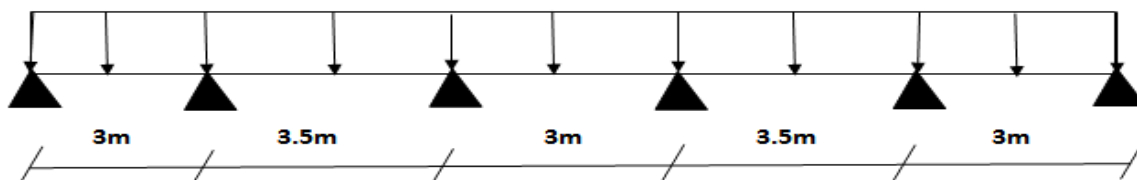
ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.289 + 1.5 \times 2.275 = \mathbf{7.853 \text{ KN/ml}}$

ELS : $q_s = G + Q = 3.289 + 2.275 = \mathbf{5.564 \text{ KN/ml}}$

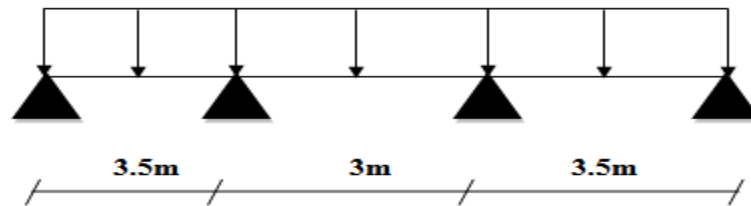
C) Détermination des poutres à étudier

Nous avons trois types de poutres à calculer avec un nombre d'appuis et de travées différent pour chaque type :

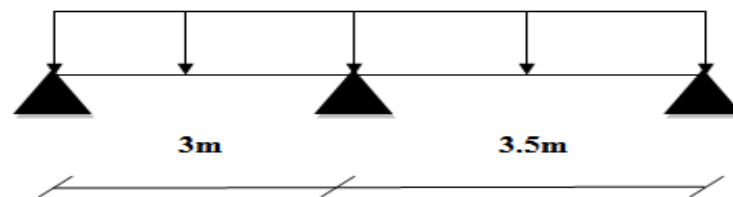
- **1^{er} cas**



- 2^{ème} cas



- 3^{ème} cas



D) Choix de la méthode de calcul

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

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

➤ Conditions d'application de la méthode forfaitaire

- La valeur de la surcharge respecte la condition suivante : $Q \leq 2G$ ou 5 KN/m^2 .
- La fissuration est non préjudiciable.
- Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8 et 1.25

➤ Principe de la méthode : (BAEL91/(modifié 99) Art B.2.11)

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 dans la travée dite de comparaison, qui est supposée isostatique, indépendante, de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

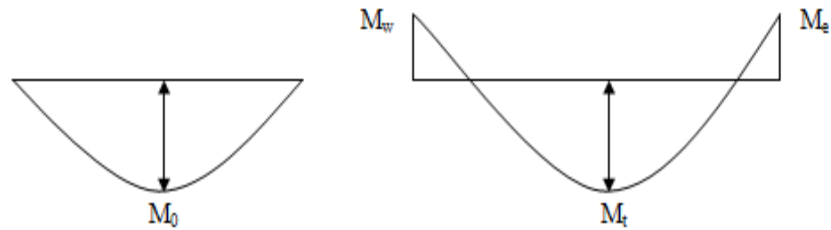


Figure.III.1.5 : Diagrammes des moments (principe de la méthode forfaitaire)

➤ **Domaine d’application de la méthode : (BAEL91/Art B.6.2.210)**

La méthode forfaitaire s’applique aux constructions courantes dont les charges d’exploitation restent modérées c’est-à-dire : $Q \leq \max \{2G, 5KN\}$

➤ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire** (article : B.6.2.210)

Nous considérons pour nos calculs, les planchers qui présentent le cas le plus Défavorable (Plancher de RDC à usage commerciale)

a) $Q \leq \max\{2G; 5KN\}$

$$2 \times G = 2 \times 3.289 = 6.578KN/ml$$

$$Q = 2.275 \leq \max\{6.578; 5\} = 6.578 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{condition est vérifier}$$

b) Les moments d’inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées **condition est vérifiée**

c) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8et 1.25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_i + 1} \leq 1.25$$

• **1^{er} cas**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_1}{L_2} = \frac{3}{3.5} = 0.875 \leq 1.25 \\ \frac{L_2}{L_3} = \frac{3.5}{3} = 1.166 \leq 1.25 \\ \frac{L_3}{L_4} = \frac{3}{3.5} = 0.875 \leq 1.25 \\ \frac{L_4}{L_5} = \frac{3.5}{3} = 1.166 \leq 1.25 \end{array} \right.$$

➡ Condition vérifiée.

- 2^{ème} cas

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_1}{L_2} = \frac{3.5}{3} = 1.166 \leq 1.25 \\ \frac{L_2}{L_3} = \frac{3}{3.5} = 0.857 \leq 1.25 \end{array} \right.$$

➡ Condition vérifiée.

- 3^{ème} cas

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_1}{L_2} = \frac{3}{3.5} = 0.875 \leq 1.25 \end{array} \right.$$

➡ Condition vérifiée.

d) La fissuration est non préjudiciablecondition vérifiée

➤ **Conclusion**

Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on conclue que la méthode de forfaitaire est applicable.

➤ **Exposé de la méthode**

α: rapport des charges d'exploitation sur la somme des charges permanentes et d'exploitation

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

Il varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

(En effet pour $Q = 0 \rightarrow \alpha = 0$ et pour $Q = 2G \rightarrow \alpha = 2/3$)

M_t: moment Max en travée dans la travée considérée.

M₀: moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérées ou mise aux mêmes charges.

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

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

M_w, **M_e**: moments en valeurs absolues sur appui de gauche et de droite de la travée considérée.

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

$$1. M_t \geq \max\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2. M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{travée intermédiaire}$$

$$3. M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{travée de rive}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :

- **0.6 M_0** : Pour une poutre à deux travées.
- **0.5 M_0** : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- **0.4 M_0** : Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- La valeur absolue de moment sur appui de rive ne doit pas être inférieure à **0.3 M_0**

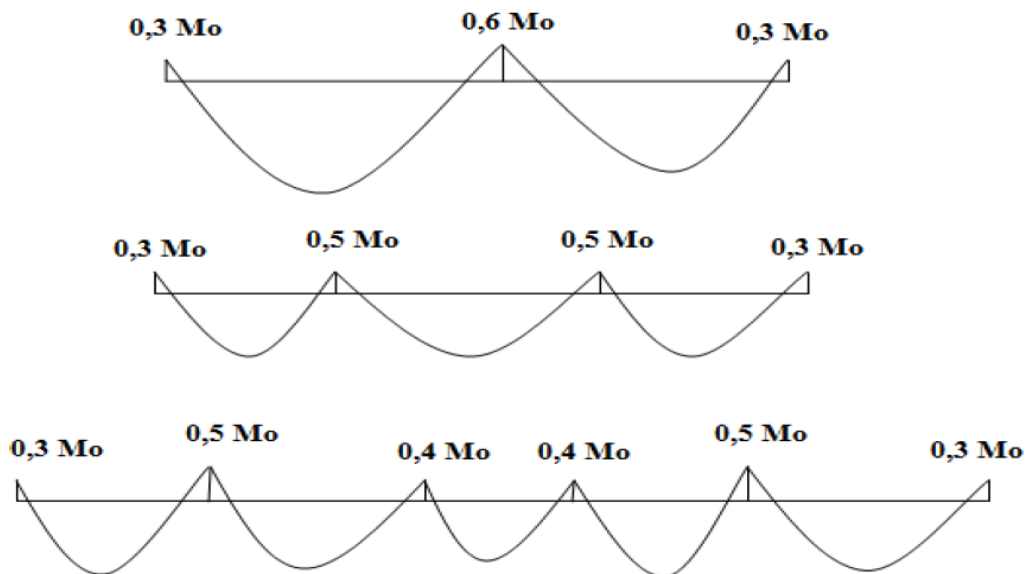


Figure.III.1.6 : Diagramme des moments.

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

l : longueur de la travée entre axes d'appuis.

q_u: charge uniformément répartie.

M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

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

III.1.3. Application de la méthode forfaitaire à l'ELU

q_u=7.853 KN/ml

- **Calcul du rapport de charge α**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{2.275}{3.289 + 2.275} = 0.408$$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

$$1 + 0.3\alpha = 1 + 0.3 \times 0.408 = 1.122$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1.122}{2} = 0.561 \quad (\text{travée intrmédiaire}).$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1.322}{2} = 0.661 \quad (\text{travée de rive}).$$

- **Type 01**

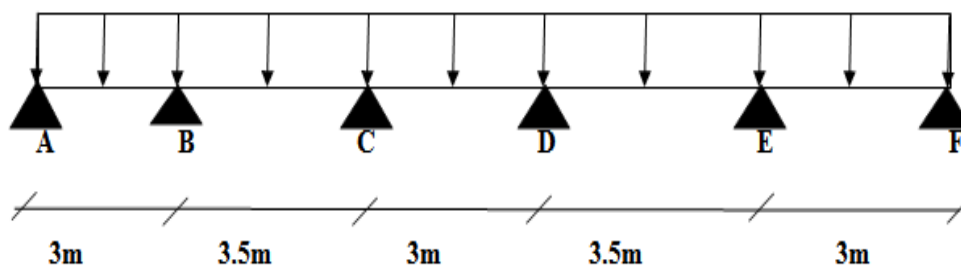


Figure III.1.7 : schéma statique de la poutre reposant sur six appuis.

- **Calcul des moments isostatique M_{0i}**

$$M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{7.853 \times 3^2}{8} = 8.834 \text{KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{7.853 \times 3.5^2}{8} = 12.024 \text{KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{7.853 \times 3^2}{8} = 8.834 \text{KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{7.853 \times 3.5^2}{8} = 12.024 \text{KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{7.853 \times 3^2}{8} = 8.834 \text{KN.m}$$

- **Calcul des moments sur appuis**

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 8.834 = 2.650 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \text{Max}(M_{01}; M_{02}) = 0.5 \text{Max}(8.834; 12.024) = \text{Max}(4.417; 6.012) = 6.012 \text{kN.m}$$

$$M_C = 0.4 \text{Max}(M_{02}; M_{03}) = 0.4 \text{Max}(12.024; 8.834) = \text{Max}(4.809; 3.533) = 4.809 \text{kN.m}$$

$$M_D = 0.4 \text{Max}(M_{03}; M_{04}) = 0.4 \text{Max}(8.834; 12.024) = \text{Max}(3.533; 4.809) = 4.809 \text{kN.m}$$

$$M_E = 0.5 \text{Max}(M_{04}; M_{05}) = 0.5 \text{Max}(12.024; 8.834) = \text{Max}(6.012; 4.417) = 6.012 \text{kN.m}$$

$$M_F = 0.3M_{05} = 0.3 \times 8.834 = 2.650 \text{KN.m}$$

- **Calcul des moments en travée**

Travée de rive (AB)

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{01}; 1.05M_{01}\} - \frac{1}{2}(M_A + M_B) \\ M_t^{AB} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_{01} \end{cases}$$

$$M_t^{AB} \geq \max\{(1 + 0.3 \times 0.408)8.834; 1.05 \times 8.834\} - \frac{1}{2}(2.650 + 6.012) = 5.580 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3 \times 0.408) \times 8.834 = 5.839 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{AB} = 5.839 \text{KN.m}$

Travée intermédiaire (BC)

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{02}; 1.05M_{02}\} - \frac{1}{2}(M_B + M_C) \\ M_t^{BC} \geq \frac{1}{2}(1 + 0.3\alpha)M_{02} \end{cases}$$

$$M_t^{BC} \geq \max\{(1 + 0.3 \times 0.408)12.024; 1.05 \times 12.024\} - \frac{1}{2}(6.012 + 4.809) = 8.080 \text{KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1}{2}(1 + 0.3 \times 0.408) \times 12.024 = 6.745 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{BC} = 8.080 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire(CD)

$$\begin{cases} M_t^{CD} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{03}; 1.05M_{03}\} - \frac{1}{2}(M_C + M_D) \\ M_t^{CD} \geq \frac{1}{2}(1 + 0.3\alpha)M_{03} \end{cases}$$

$$M_t^{CD} \geq \max\{(1 + 0.3 \times 0.408)8.834; 1.05 \times 8.834\} - \frac{1}{2}(4.809 + 4.809) = 5.102 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1}{2}(1 + 0.3 \times 0.408) \times 8.834 = 4.955 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{CD} = 5.102 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire (DE)

$$\begin{cases} M_t^{DE} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{04}; 1.05M_{04}\} - \frac{1}{2}(M_D + M_E) \\ M_t^{DE} \geq \frac{1}{2}(1 + 0.3\alpha)M_{04} \end{cases}$$

$$M_t^{DE} \geq \max\{(1 + 0.3 \times 0.408)8.834; 1.05 \times 8.834\} - \frac{1}{2}(4.809 + 6.012) = 8.080 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{1}{2}(1 + 0.3 \times 0.408) \times 8.834 = 4.955 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{DE} = 8.080 \text{ KN.m}$

Travée de rive(EF)

$$\begin{cases} M_t^{EF} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{05}; 1.05M_{05}\} - \frac{1}{2}(M_E + M_F) \\ M_t^{EF} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_{05} \end{cases}$$

$$M_t^{EF} \geq \max\{(1 + 0.3 \times 0.408)8.834; 1.05 \times 8.834\} - \frac{1}{2}(6.012 + 2.65) = 5.580 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{EF} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3 \times 0.408) \times 8.834 = 5.839 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{DE} = 5.839 \text{ KN}$.

- **Calcul des efforts tranchants**

$$\theta(X) + \frac{M_i^{+1} - M_i}{L}$$

avec: $(X = 0) = \frac{q_u \times L}{2}$

$$\text{et } \theta(X=L) = \mp \frac{q_u \times L}{2}$$

$$\begin{cases} T_W = \frac{M_W - M_e}{L} + \frac{q_u \times L}{2} \\ T_e = \frac{M_W - M_e}{L} - \frac{q_u \times L}{2} \end{cases}$$

Travée AB

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{7.853 \times 3}{2} + \frac{6.012 - 2.65}{3} = 12.90 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{-7.853 \times 3}{2} + \frac{6.012 - 2.65}{3} = -10.65 \text{ KN}$$

Travée BC

$$T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{7.853 \times 3.5}{2} + \frac{4.809 - 6.012}{3.5} = 13.399 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{-q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{-7.853 \times 3.5}{2} + \frac{4.809 - 6.012}{3.5} = -14.086 \text{ KN}$$

Travée CD

$$T_C = \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{7.853 \times 3}{2} + \frac{4.809 - 4.809}{3} = 11.779 \text{ KN}$$

$$T_D = \frac{-q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{-7.853 \times 3}{2} + \frac{4.809 - 4.809}{3} = -11.779 \text{ KN}$$

Travée DE

$$T_D = \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \frac{7.853 \times 3.5}{2} + \frac{6.012 - 4.809}{3.5} = 14.086 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{-q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \frac{-7.853 \times 3.5}{2} + \frac{6.012 - 4.809}{3.5} = -13.399 \text{ KN}$$

Travée EF

$$T_E = \frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = \frac{7.853 \times 3}{2} + \frac{2.65 - 6.012}{3} = 10.658 \text{ KN}$$

$$T_F = \frac{-q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = \frac{-7.853 \times 3}{2} + \frac{2.65 - 6.012}{3} = -12.90 \text{ KN}$$

➤ Conclusion

- Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 6.012 \text{ KN.m}$
- Le moment max en travée : $M_t^{\max} = 8.080 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant max : $T^{\max} = 14.086 \text{ KN}$

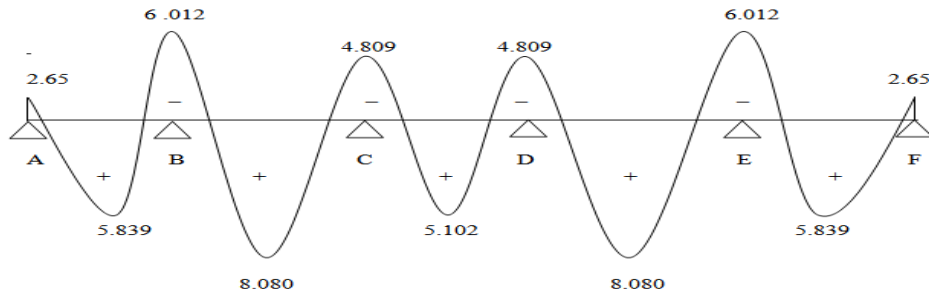


Figure III.1.8: diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

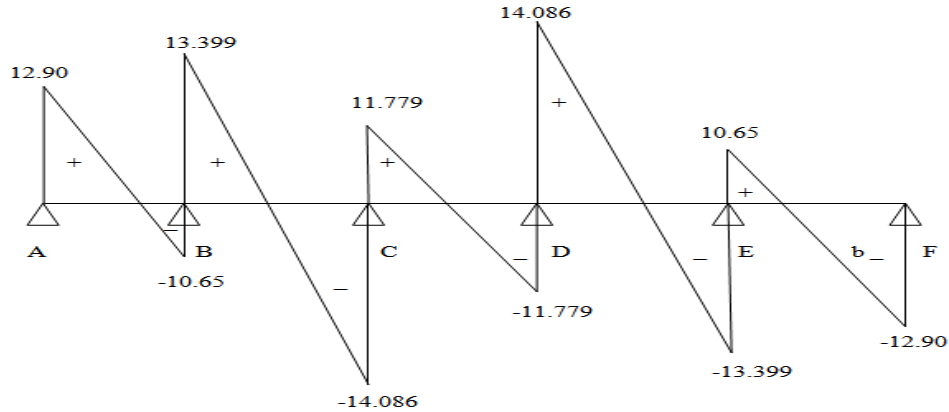


Figure III.1.9 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

➤ Type 02

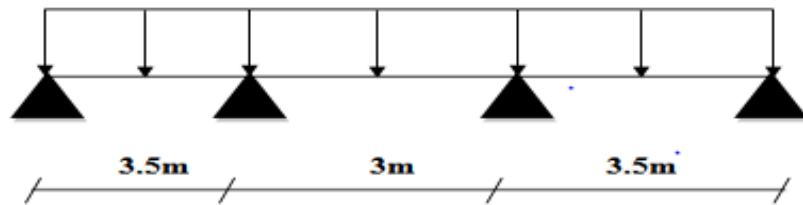


Figure III.1.10: schéma statique de la poutre reposant sur quatre appuis.

- Calcul des moments isostatique M_{0i}

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{7.853 \times 3.5^2}{8} = 12.024 \text{KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{7.853 \times 3^2}{8} = 8.834 \text{KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{7.853 \times 3.5^2}{8} = 12.024 \text{KN.m}$$

- **Calcul des moments sur appuis**

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 12.024 = 3.607 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \text{Max}(M_{01}; M_{02}) = 0.5 \text{Max}(12.024; 8.834) = \text{Max}(6.012; 4.417) = 6.012 \text{kN.m}$$

$$M_C = 0.5 \text{Max}(M_{02}; M_{03}) = 0.5 \text{Max}(8.834; 12.024) = \text{Max}(4.417; 6.012) = 6.012 \text{kN.m}$$

$$M_D = 0.3M_{03} = 0.3 \times 12.024 = 3.607 \text{KN.m}$$

- **Calcul des moments en travée**

Travée de rive (AB)

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{01}; 1.05M_{01}\} - \frac{1}{2}(M_A + M_B) \\ M_t^{AB} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_{01} \end{cases}$$

$$M_t^{AB} \geq \max\{(1 + 0.3 \times 0.408)12.024; 1.05 \times 12.024\} - \frac{1}{2}(3.607 + 6.012) = 8.686 \text{KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3 \times 0.408) \times 12.024 = 7.950 \text{KN.m}$$

On prend : $M_t^{AB} = 8.686 \text{KN.m}$

Travée intermédiaire (BC)

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{02}; 1.05M_{02}\} - \frac{1}{2}(M_B + M_C) \\ M_t^{BC} \geq \frac{1}{2}(1 + 0.3\alpha)M_{02} \end{cases}$$

$$M_t^{BC} \geq \max\{(1 + 0.3 \times 0.408)8.834; 1.05 \times 8.834\} - \frac{1}{2}(6.012 + 6.012) = 3.899 \text{KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1}{2}(1 + 0.3 \times 0.408) \times 8.834 = 4.957 \text{KN.m}$$

On prend : $M_t^{BC} = 4.957 \text{KN.m}$

Travée de rive (CD)

$$\begin{cases} M_t^{CD} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{03}; 1.05M_{03}\} - \frac{1}{2}(M_C + M_D) \\ M_t^{CD} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_{03} \end{cases}$$

$$M_t^{CD} \geq \max\{(1 + 0.3 \times 0.408)8.834; 1.05 \times 12.024\} - \frac{1}{2}(6.012 + 3.607) = 8.686 \text{KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1}{2} (1.2 + 0.3 \times 0.408) \times 12.024 = 7.950 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{CD} = 8.686 \text{ KN.m}$

- **Calcul des efforts tranchants**

Travée AB

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{7.853 \times 3.5}{2} + \frac{6.012 - 3.607}{3.5} = 14.429 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{-7.853 \times 3.5}{2} + \frac{6.012 - 3.607}{3.5} = -13.05 \text{ KN}$$

Travée BC

$$T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{7.853 \times 3}{2} + \frac{6.012 - 6.012}{3} = 11.779 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{-q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{-7.853 \times 3}{2} + \frac{6.012 - 6.012}{3} = -11.779 \text{ KN}$$

Travée CD

$$T_C = \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{7.853 \times 3.5}{2} + \frac{3.607 - 6.012}{3.5} = 13.05 \text{ KN}$$

$$T_D = \frac{-q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{-7.853 \times 3.5}{2} + \frac{3.607 - 6.012}{3.5} = -14.429 \text{ KN}$$

➤ Conclusion

- Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 6.012 \text{ KN.m}$
- Le moment max en travée : $M_t^{\max} = 8.686 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant max : $T^{\max} = 14.429 \text{ KN}$

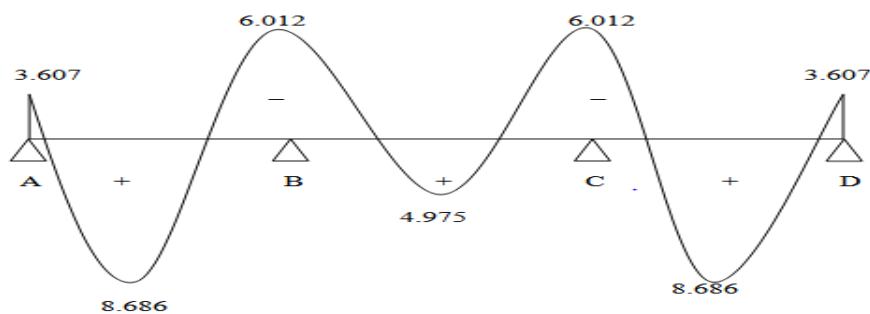


Figure III.1.11: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

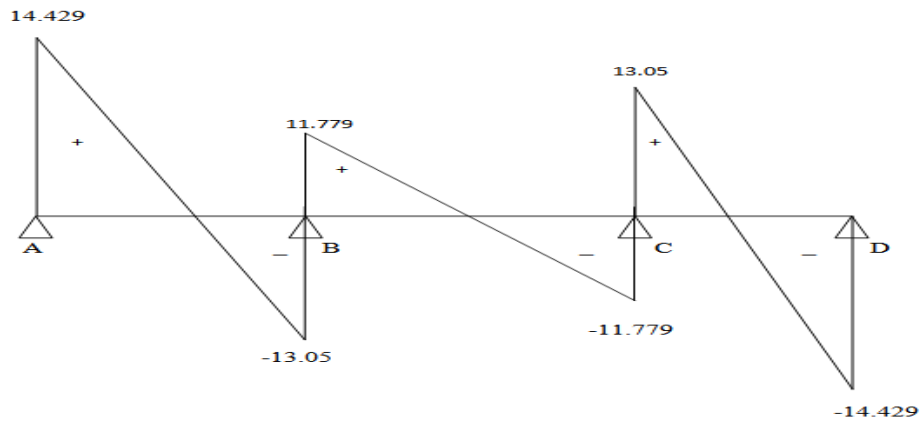


Figure III.1.12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Type 03

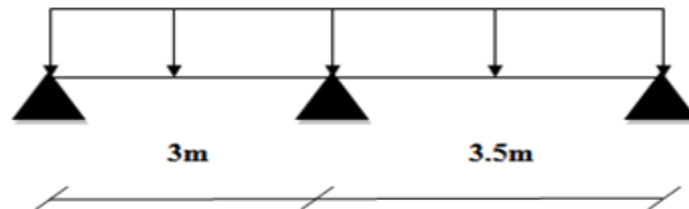


Figure III.1.13: Schéma statique de la poutre reposant sur trois appuis.

- Calcul des moments isostatique M_{0i}

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{7.853 \times 3^2}{8} = 8.834 \text{KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{7.853 \times 3.5^2}{8} = 12.024 \text{KN.m}$$

- Calcul des moments sur appuis

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 8.834 = 2.650 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0.6 \text{Max}(M_{01}; M_{02}) = 0.5 \text{Max}(8.834; 12.024) = \text{Max}(5.30; 7.214) = 7.214 \text{kN.m}$$

$$M_C = 0.3M_{02} = 0.3 \times 12.024 = 3.607 \text{KN.m}$$

- Calcul des moments en travée

Travée de rive (AB)

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{01}; 1.05M_{01}\} - \frac{1}{2}(M_A + M_B) \\ M_t^{AB} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_{01} \end{cases}$$

$$M_t^{AB} \geq \max\{(1 + 0.3 \times 0.408)8.834; 1.05 \times 8.834\} - \frac{1}{2}(2.650 + 7.214) = 4.979 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3 \times 0.408) \times 8.834 = 5.839 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{AB} = 5.839 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire (BC)

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{02}; 1.05M_{02}\} - \frac{1}{2}(M_B + M_C) \\ M_t^{BC} \geq \frac{1}{2}(1 + 0.3\alpha)M_{02} \end{cases}$$

$$M_t^{BC} \geq \max\{(1 + 0.3 \times 0.408)12.024; 1.05 \times 12.024\} - \frac{1}{2}(7.214 + 3.607) = 8.080 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3 \times 0.408) \times 12.024 = 7.947 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{BC} = 8.080 \text{ KN}$.

• Calcul des efforts tranchants

Travée AB

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{7.853 \times 3}{2} + \frac{7.214 - 2.65}{3} = 13.30 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{-7.853 \times 3}{2} + \frac{7.214 - 2.65}{3} = -10.258 \text{ KN}$$

Travée BC

$$T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{7.853 \times 3.5}{2} + \frac{3.607 - 7.214}{3.5} = 12.712 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{-q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{-7.853 \times 3.5}{2} + \frac{3.607 - 7.214}{3.5} = -14.77 \text{ KN}$$

➤ Conclusion

- Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 7.214 \text{ KN.m}$
- Le moment max en travée : $M_t^{\max} = 8.080 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant max : $T^{\max} = 13.30 \text{ KN}$

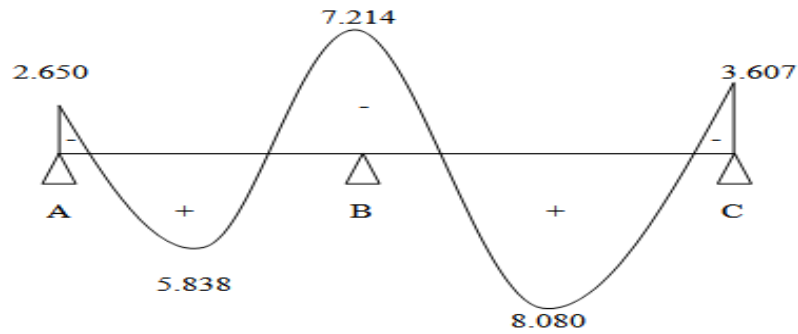


Figure III.1.14: diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

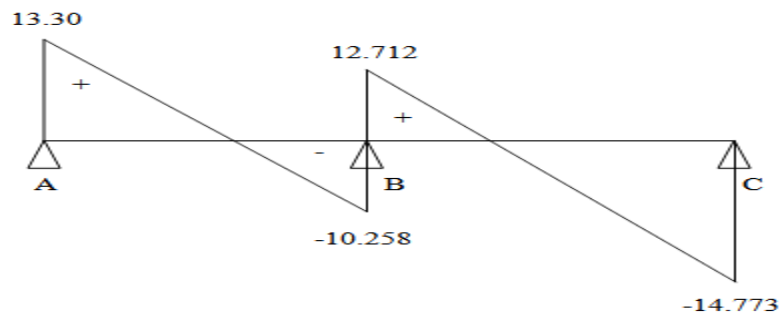


Figure III.1.15: diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

III.1.4. Ferrailage

Le ferrailage à l'ELU sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis (cas le plus défavorable)

A. Armatures longitudinales

Les poutrelles seront calculées comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $d=18\text{cm}$

➤ En travée

$$M_t^{\max} = 8.686 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

- Si $M_t^{\max} > M_0$ (l'axe neutre est dans la nervure)
- Si $M_t^{\max} < M_0$ (l'axe neutre est dans la table de compression)

M_0 : Le moment qui peut être repris par la table de compression

$$M_0 = b_0 \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{avec } f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 8.686 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

- L'axe neutre tombe dans la table de compression, le béton tendu est négligeable. On aura à calculer une section rectangulaire ($b \times h$) = (65×20 cm²)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8.686 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.022 < \mu_1 = 0.392$$

➡ section simplement armée.

$$\mu_b = 0.022 \rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.686 \times 10^3}{0.986 \times 18 \times 348} = 1.406 \text{ cm}^2$$

On adopte : **A = 3HA10 = 2,35 cm²**

➤ **Aux appuis**

$$M_a^{\max} = 7.214 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur **b₀=12cm** et de hauteur **h =20cm**.

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.214 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.130 < \mu_1 = 0.392$$

➡ Section simplement armée.

$$\mu_b = 0.130 \rightarrow \beta = 0.930$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.214 \times 10^3}{0.930 \times 18 \times 348} = 1.24 \text{ m}^2$$

On adopte : **A = 2HA10 = 1,57 cm²**

B. Armatures transversales [A_{rt} A.7.2, 21/BAEL 91 modifié 99]

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10}\right\}$$

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_1 : Diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{200}{35}; \phi_1; \frac{120}{10}\right\} = \{5.71; 8; 12\}$$

On adopte : **A = 2HA8 = 1,00 cm²**.

C. Espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{0.9 \times 18; 40 \text{ cm}\} = 16.20 \text{ cm}$$

Soit : $S_t=15\text{cm}$ constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la condition suivante [A_{rt} A.5.1,23/BAEL 99]

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \rightarrow \frac{1 \times 400}{12 \times 15} = 2.22 \text{ Mpa} > 0.4 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

On adopte un étrier de $\emptyset=8\text{mm}$ et d'espacement de $S_t=15 \text{ cm}$ entre les cadres.

➤ Conclusion

En travée : $3\text{HA } 10 = 2.35\text{cm}^2$

Aux appuis : $2\text{HA } 10 = 1.57\text{cm}^2$

Les armatures transversales : $2\text{HA } 8 = 1.00 \text{ cm}^2$

III.1.4. Vérifications à L'ELU

1. Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.21, CBA93)

➤ Aux appuis

$$A_{\min} = 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec: } f_{c28} = 25\text{Mpa}$$

$$\text{avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1\text{Mpa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{st}}^{\min} = 0.26\text{cm}^2 < A_{\text{ad}} = 1.57\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ En travée

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec: } f_{c28} = 25\text{Mpa}$$

$$\text{avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1\text{Mpa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41\text{cm}^2$$

$$A_{\text{st}}^{\min} = 1.41\text{cm}^2 < A_{\text{ad}} = 2.35\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91 /Art5.1.1)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0d} < \bar{\tau}_u = \min\left\{0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right\}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{14.429 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.67 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{Mpa} \right\} = 3.33 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.67 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3. Longueur de scellement droit : (BAEL91/ Art A.6.1 22)

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4\tau_{se}} \text{ avec } \tau_{se} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{Mpa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « **Lc** » est au moins égale à **0.4 × Ls** pour les aciers H.A.

$$L_a = 0.4L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{cm}$$

4. Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL 91 modifiée 99/ Art A.5.1.313)

➤ Sur le béton

$$V_u^{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b_0 \text{ avec } a = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 12 \times 16.2 \times 10^{-1} = 129.6 \text{KN}$$

$$V_u^{\max} = 14.429 \text{KN} \leq 129.6 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Sur les aciers

$$A_{st} \geq A_{\min} \left(V_u^{\max} - \frac{M_a^{\max}}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{\min} = \left(14.429 - \frac{7.214}{0.9 \times 0.18} \right) \times \frac{1.15}{400} = -0.087$$

$$A_{st} = 2.01 \text{cm}^2 \geq A_{\min} = -0.087 \text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.1.5. Application de la méthode forfaitaire à L'ELS

$$q_s = 5.564 \text{ KN/ml}$$

➤ **Type 01**

- **Calcul des moments isostatique M_{0i}**

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{5.564 \times 3^2}{8} = 6.259 \text{KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{5.564 \times 3.5^2}{8} = 8.519 \text{KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{5.564 \times 3^2}{8} = 6.259 \text{KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{5.564 \times 3.5^2}{8} = 8.519 \text{KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{5.564 \times 3^2}{8} = 6.259 \text{KN.m}$$

- **Calcul des moments sur appuis**

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 6.259 = 1.877 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \text{Max}(M_{01}; M_{02}) = 0.5 \text{Max}(6.259; 8.519) = \text{Max}(3.129; 4.259) = 4.259 \text{kN.m}$$

$$M_C = 0.4 \text{Max}(M_{02}; M_{03}) = 0.4 \text{Max}(8.519; 6.259) = \text{Max}(3.407; 2.503) = 3.407 \text{kN.m}$$

$$M_D = 0.4 \text{Max}(M_{03}; M_{04}) = 0.4 \text{Max}(6.259; 8.519) = \text{Max}(2.503; 3.407) = 3.407 \text{kN.m}$$

$$M_E = 0.5 \text{Max}(M_{04}; M_{05}) = 0.5 \text{Max}(8.519; 6.259) = \text{Max}(4.259; 3.129) = 4.259 \text{kN.m}$$

$$M_F = 0.3M_{05} = 0.3 \times 6.259 = 1.877 \text{KN.m}$$

- **Calcul des moments en travée**

Travée de rive (AB)

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{01}; 1.05M_{01}\} - \frac{1}{2}(M_A + M_B) \\ M_t^{AB} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_{01} \end{cases}$$

$$M_t^{AB} \geq \max\{(1 + 0.3 \times 0.408)6.259; 1.05 \times 6.259\} - \frac{1}{2}(1.877 + 4.259) = 3.954 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3 \times 0.408) \times 6.259 = 4.137 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{AB} = 4.137 \text{KN.m}$

Travée intermédiaire (BC)

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{02}; 1.05M_{02}\} - \frac{1}{2}(M_B + M_C) \end{cases}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1}{2}(1 + 0.3\alpha)M_{02}$$

$$M_t^{BC} \geq \max\{(1 + 0.3 \times 0.408)8.519; 1.05 \times 8.519\} - \frac{1}{2}(4.259 + 3.407) = 5.725 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1}{2}(1 + 0.3 \times 0.408) \times 8.519 = 4.780 \text{ KN.m}$$

On prend: $M_t^{BC} = 5.725 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire(CD)

$$\begin{cases} M_t^{CD} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{03}; 1.05M_{03}\} - \frac{1}{2}(M_C + M_D) \\ M_t^{CD} \geq \frac{1}{2}(1 + 0.3\alpha)M_{03} \end{cases}$$

$$M_t^{CD} \geq \max\{(1 + 0.3 \times 0.408) \times 6.259; 1.05 \times 6.259\} - \frac{1}{2}(3.407 + 3.407) = 3.615 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1}{2}(1 + 0.3 \times 0.408) \times 6.259 = 3.512 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{CD} = 3.615 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire (DE)

$$\begin{cases} M_t^{DE} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{04}; 1.05M_{04}\} - \frac{1}{2}(M_D + M_E) \\ M_t^{DE} \geq \frac{1}{2}(1 + 0.3\alpha)M_{04} \end{cases}$$

$$M_t^{DE} \geq \max\{(1 + 0.3 \times 0.408) \times 8.519; 1.05 \times 8.519\} - \frac{1}{2}(3.407 + 4.259) = 5.725 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{1}{2}(1 + 0.3 \times 0.408) \times 8.834 = 4.955 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{DE} = 5.725 \text{ KN.m}$

Travée de rive(EF)

$$\begin{cases} M_t^{EF} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{05}; 1.05M_{05}\} - \frac{1}{2}(M_E + M_F) \\ M_t^{EF} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_{05} \end{cases}$$

$$M_t^{EF} \geq \max\{(1 + 0.3 \times 0.408) \times 6.259; 1.05 \times 6.259\} - \frac{1}{2}(4.259 + 1.877) = 3.954 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3 \times 0.408) \times 6.259 = 4.137 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{DE} = 4.137 \text{ KN.m}$

- **Calcul des efforts tranchants**

Travée AB

$$T_A = \frac{q_s \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{5.564 \times 3}{2} + \frac{4.259 - 1.877}{3} = 9.14 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-q_s \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{-5.564 \times 3}{2} + \frac{4.259 - 1.877}{3} = -7.552 \text{ KN}$$

Travée BC

$$T_B = \frac{q_s \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{5.564 \times 3.5}{2} + \frac{3.407 - 4.259}{3.5} = 9.493 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{-q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{-5.564 \times 3.5}{2} + \frac{3.407 - 4.259}{3.5} = -9.980 \text{ KN}$$

Travée CD

$$T_C = \frac{q_s \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{5.564 \times 3}{2} + \frac{3.407 - 3.407}{3} = 8.346 \text{ KN}$$

$$T_D = \frac{-q_s \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{-5.564 \times 3}{2} + \frac{3.407 - 3.407}{3} = -8.346 \text{ KN}$$

Travée DE

$$T_D = \frac{q_s \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \frac{5.564 \times 3.5}{2} + \frac{4.259 - 3.407}{3.5} = 9.980 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{-q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \frac{-5.564 \times 3.5}{2} + \frac{4.259 - 3.407}{3.5} = -9.493 \text{ KN}$$

Travée EF

$$T_E = \frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = \frac{5.564 \times 3}{2} + \frac{1.877 - 4.259}{3} = 7.552 \text{ KN}$$

$$T_F = \frac{-q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = \frac{-5.564 \times 3}{2} + \frac{1.877 - 4.259}{3} = -9.14 \text{ KN}$$

➤ **Conclusion**

- Le moment max aux appuis : $\mathbf{Ma^{\max}=4.259KN.m}$
- Le moment max en travée : $\mathbf{Mt^{\max}=5.725KN.m}$
- L'effort tranchant max : $\mathbf{T^{\max}=9.980 \text{ KN}}$

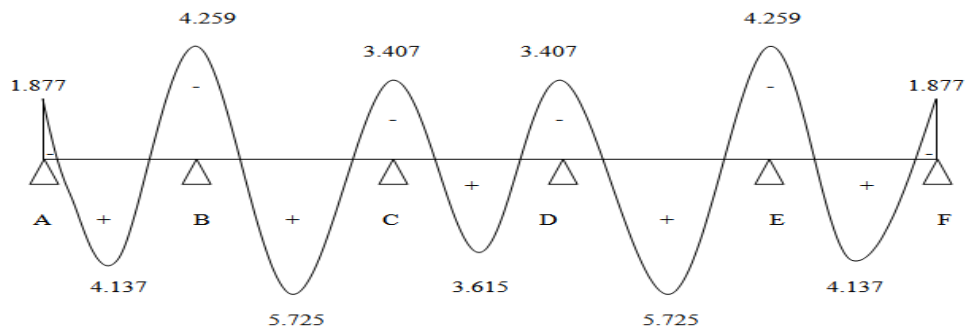


Figure III.1.16: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

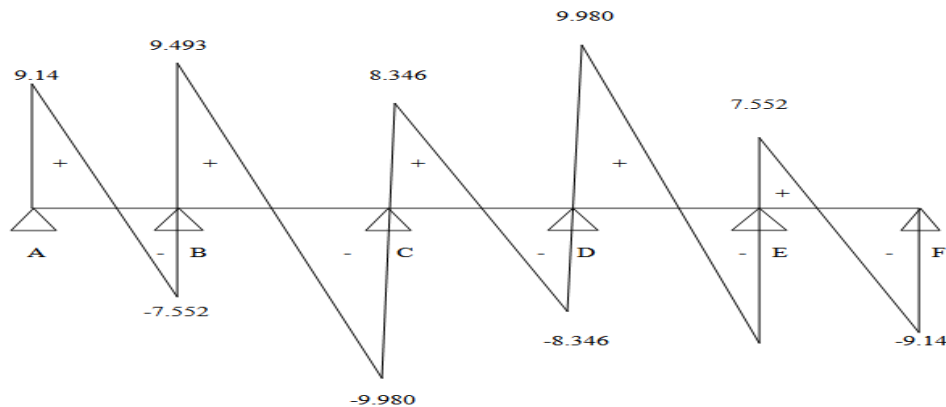


Figure III.1.17: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

➤ **Type 02**

- **Calcul des moments isostatique M_{0i}**

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{5.564 \times 3.5^2}{8} = 8.519 \text{KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{5.564 \times 3^2}{8} = 6.259 \text{KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{5.564 \times 3.5^2}{8} = 8.519 \text{KN.m}$$

- **Calcul des moments sur appuis**

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 8.519 = 2.555 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \text{Max}(M_{01}; M_{02}) = 0.5 \text{Max}(8.519; 6.259) = \text{Max}(4.259; 3.129) = 4.259 \text{kN.m}$$

$$M_C = 0.5 \text{Max}(M_{02}; M_{03}) = 0.5 \text{Max}(6.259; 8.519) = \text{Max}(3.129; 4.259) = 4.259 \text{kN.m}$$

$$M_D = 0.3M_{03} = 0.3 \times 8.519 = 2.555 \text{KN.m}$$

- **Calcul des moments en travée**

Travée de rive (AB)

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{01}; 1.05M_{01}\} - \frac{1}{2}(M_A + M_B) \\ M_t^{AB} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_{01} \end{cases}$$

$$M_t^{AB} \geq \max\{(1 + 0.3 \times 0.408)8.519; 1.05 \times 8.519\} - \frac{1}{2}(2.555 + 4.259) = 6.151 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3 \times 0.408) \times 8.519 = 5.631 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{AB} = 6.151 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire (BC)

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{02}; 1.05M_{02}\} - \frac{1}{2}(M_B + M_C) \\ M_t^{BC} \geq \frac{1}{2}(1 + 0.3\alpha)M_{02} \end{cases}$$

$$M_t^{BC} \geq \max\{(1 + 0.3 \times 0.408)6.259; 1.05 \times 6.259\} - \frac{1}{2}(4.259 + 4.259) = 2.763 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1}{2}(1 + 0.3 \times 0.408) \times 6.259 = 3.512 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{BC} = 3.512 \text{ KN.m}$

Travée de rive (CD)

$$\begin{cases} M_t^{CD} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{03}; 1.05M_{03}\} - \frac{1}{2}(M_C + M_D) \\ M_t^{CD} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_{03} \end{cases}$$

$$M_t^{CD} \geq \max\{(1 + 0.3 \times 0.408)8.519; 1.05 \times 8.519\} - \frac{1}{2}(4.259 + 2.555) = 6.151 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3 \times 0.408) \times 8.519 = 5.632 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{CD} = 6.151 \text{ KN.m}$

- **Calcul des efforts tranchants**

Travée AB

$$T_A = \frac{q_s \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{5.564 \times 3.5}{2} + \frac{4.259 - 2.555}{3.5} = 10.223 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-q_s \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{-5.564 \times 3.5}{2} + \frac{4.259 - 2.555}{3.5} = -9.250 \text{ KN}$$

Travée BC

$$T_B = \frac{q_s \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{5.564 \times 3}{2} + \frac{4.259 - 4.259}{3} = 8.346 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{-q_s \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{-5.564 \times 3}{2} + \frac{4.259 - 4.259}{3} = -8.346 \text{ KN}$$

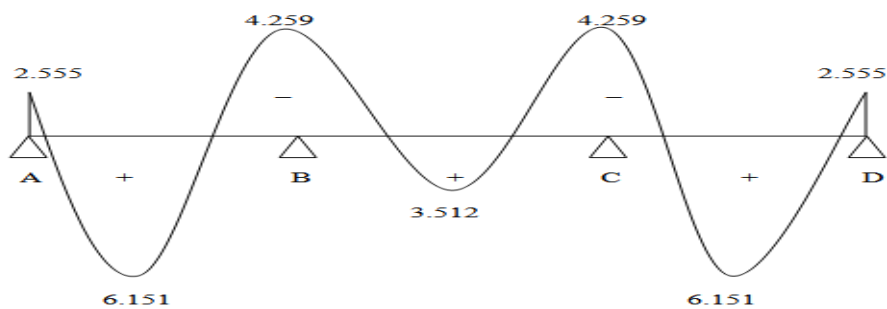
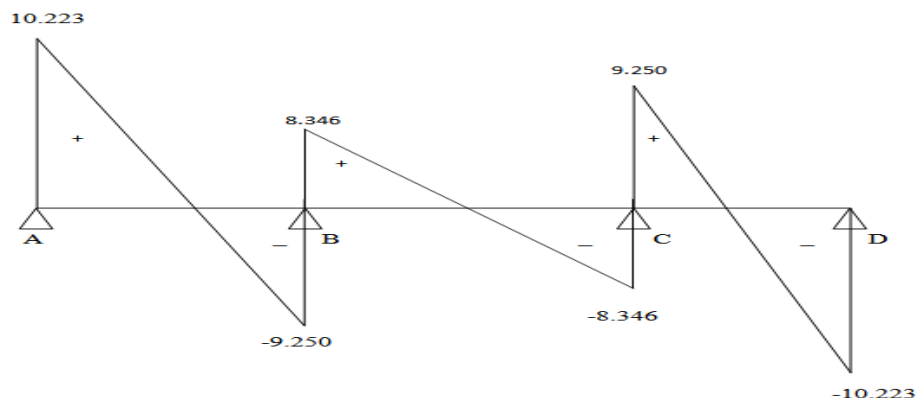
Travée CD

$$T_C = \frac{q_s \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{5.564 \times 3.5}{2} + \frac{2.555 - 4.259}{3.5} = 9.250 \text{ KN}$$

$$T_D = \frac{-q_s \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{-5.564 \times 3.5}{2} + \frac{2.555 - 4.259}{3.5} = -10.223 \text{ KN}$$

➤ **Conclusion**

- Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 4.259 \text{ KN.m}$
- Le moment max en travée : $M_t^{\max} = 6.151 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant max : $T^{\max} = 9.14 \text{ KN}$

**Figure III.1.18:** Diagramme des moments fléchissants à l'ELS.**Figure III.1.19:** Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

➤ **Type 03**

- **Calcul des moments isostatique M_{0i}**

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{5.564 \times 3^2}{8} = 6.259 \text{KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{5.564 \times 3.5^2}{8} = 8.519 \text{KN.m}$$

- **Calcul des moments sur appuis**

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 6.259 = 1.877 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0.6 \text{Max}(M_{01}; M_{02}) = 0.6 \text{Max}(6.259; 8.519) = \text{Max}(3.755; 5.111) = 5.111 \text{kN.m}$$

$$M_C = 0.3M_{02} = 0.3 \times 8.519 = 2.555 \text{KN.m}$$

- **Calcul des moments en travée**

Travée de rive (AB)

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{01}; 1.05M_{01}\} - \frac{1}{2}(M_A + M_B) \\ M_t^{AB} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_{01} \end{cases}$$

$$M_t^{AB} \geq \max\{(1 + 0.3 \times 0.408)6.259; 1.05 \times 6.259\} - \frac{1}{2}(1.877 + 5.511) = 3.328 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3 \times 0.408) \times 6.259 = 4.137 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{AB} = 4.137 \text{KN.m}$

Travée intermédiaire (BC)

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{02}; 1.05M_{02}\} - \frac{1}{2}(M_B + M_C) \\ M_t^{BC} \geq \frac{1}{2}(1 + 0.3\alpha)M_{02} \end{cases}$$

$$M_t^{BC} \geq \max\{(1 + 0.3 \times 0.408)8.519; 1.05 \times 8.519\} - \frac{1}{2}(5.111 + 2.555) = 5.725 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3 \times 0.408) \times 8.519 = 5.631 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{BC} = 5.725 \text{ KN.}$

- **Calcul des efforts tranchants**

Travée AB

$$T_A = \frac{q_s \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{5.564 \times 3}{2} + \frac{5.111 - 1.877}{3} = 9.42 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-q_s \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{-5.564 \times 3}{2} + \frac{5.111 - 1.877}{3} = -7.268 \text{ KN}$$

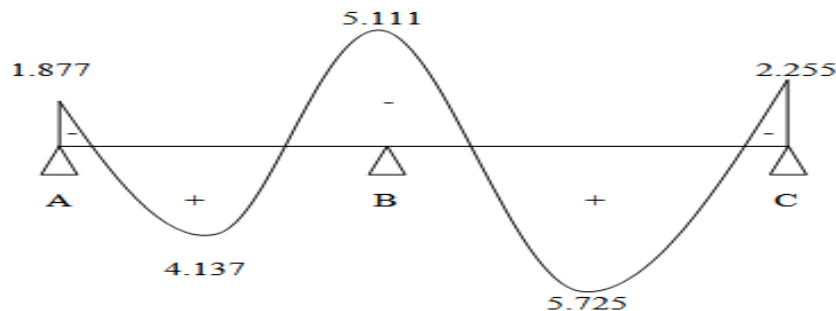
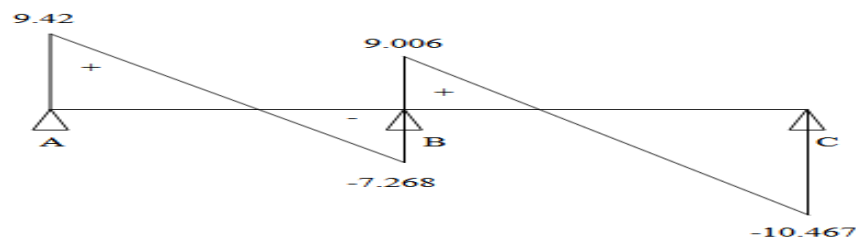
Travée BC

$$T_B = \frac{q_s \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{5.564 \times 3.5}{2} + \frac{2.555 - 5.111}{3.5} = 9.006 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{-q_s \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{-5.564 \times 3.5}{2} + \frac{2.555 - 5.111}{3.5} = -10.467 \text{ KN}$$

➤ **Conclusion**

- Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 5.111 \text{ KN.m}$
- Le moment max en travée : $M_t^{\max} = 5.725 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant max : $T^{\max} = 9.42 \text{ KN}$

**Figure III.1.20:** diagramme des moments fléchissant.**Figure III.1.21:** diagramme des efforts tranchants.**III.1.5. Vérification à l'ELS**

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui sont relatives :

- ✓ Etat limite d'ouvertures des fissures.
- ✓ Etat limite de résistance de béton en compression.

- ✓ Etat limite de déformation.

	ELS
Moment maximum aux appuis	$M_a^{\max} = 5.111 \text{KN.m}$
Moment maximum en travée	$M_t^{\max} = 6.151 \text{KN.M}$
L'effort tranchant maximum	$T^{\max} = 9.980 \text{KN}$

➤ **Etat limite de résistance du béton en compression**

La fissuration étant peu nuisible, On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{C28} = 15 \text{ MPa}$$

• **Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726$$

$$\rho_1 = 0.726 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.876 \\ K_1 = 25.32 \end{array} \right.$$

➤ **La contrainte dans les aciers**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{A_a \beta_1 d} = \frac{5.111 \times 10^3}{1.57 \times 0.876 \times 18} = 206.45 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 206.45 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{206.45}{25.32} = 8.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.15 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_A}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.087$$

$$\rho_1 = 1.087 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.856 \\ K_1 = 19.72 \end{array} \right.$$

➤ **La contrainte dans les aciers**

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{A_a \beta_1 d} = \frac{9.980 \times 10^3}{2.35 \times 0.856 \times 18} = 275.62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 275.62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{275.62}{19.72} = 13.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 13.97 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation : (Art B.6.8.424 / BAEL 91)**

Lorsqu'on prévoit des étais, on peut se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_{ts}}{15M_0}$$

$$3) \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

Avec : **h** : la hauteur totale de la section $h=20\text{cm}$

L : longueur de la travée $L=3.5\text{m}$

b₀ : largeur de la nervure $b_0=12\text{cm}$

M_{ts} : moment de flexion maximal $M_{ts}=6.151\text{KN.m}$

M₀ : moment isostatique $M_0=ql^2/8 = 8.519\text{KN.m}$

f_e : contrainte limite élasticité des armatures $f_e=400 \text{ MPa}$.

A : section des armatures $A=2.01\text{cm}^2$.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{0.20}{3.5} = 0.057 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_{ts}}{15 \times M_0} \rightarrow \frac{0.20}{3.5} = 0.057 < \frac{6.151}{15 \times 8.519} = 0.04 \quad \rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{2.35}{18 \times 12} = 0.01 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

La 2^{ème} et 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, on procède au calcul de la flèche.

Il faut vérifier que :

$$F_V = \frac{M_{ts} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \overline{F}_V = \frac{l}{500} = \frac{3500}{500} = 7 \text{ mm}$$

Avec: M_{ts} : moment de flexion maximal à l'ELS = 6.151 kN.m

E_v : module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

\overline{F}_V : La flèche admissible

I_{fv} : inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)}$$

I_0 : moment d'inertie total de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^3}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

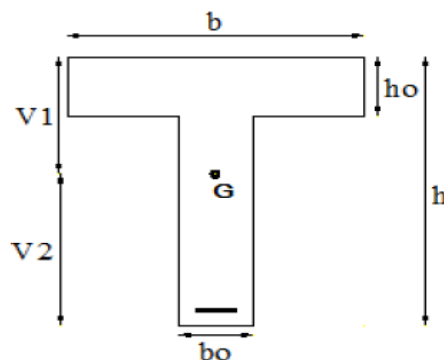


Figure III.1.22: Schéma de la poutrelle.

S_{xx} : moment statique de la section homogène

$$S_{xx} = \frac{b_0 \cdot h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \cdot 2.01 \cdot 18 = 3366.7 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = (b_0 \cdot h) + (b - b_0) \cdot h_0 + (15 \cdot A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2.35) = 487.25 \text{ cm}^2$$

Avec:

$$V_1 = \frac{S_{XX}}{B_0} = \frac{3366.7}{487.25} = 6.91 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 6.91 = 13.09 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie de la section homogène**

$$I_0 = \frac{12}{3} (6.91^3 + 13.09^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(6.91 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.35 (13.09 - 2)^2$$

$$I_0 = 20020,457 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des coefficients**

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\};$$

avec la contrainte dans les aciers tendus $\sigma_s = 199,32 \text{ MPA}$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 199.32 + 2.1}; 0 \right\} = 0.636$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.01} = 1.645$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 19390.675}{1 + (0.636 \times 1.645)} = 10423.97 \text{ cm}^4$$

$$F_V = \frac{M_t^s \times I_0}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{6.151 \times 3.5^2}{10 \times 10818.86 \times 10^3 \times 10423.97 \times 10^{-8}} = 7 \text{ mm}$$

$F_V = 7 \text{ mm} < \bar{F}_V = 10 \text{ mm} \rightarrow$ condition vérifier.

➤ **Conclusion**

• **Armatures longitudinales :**

- En travée : **3 HA 10**
- Aux appuis : **2 HA 10**

• **Armatures transversales :**

- **2 HA 8** (2 étriers en HA8)

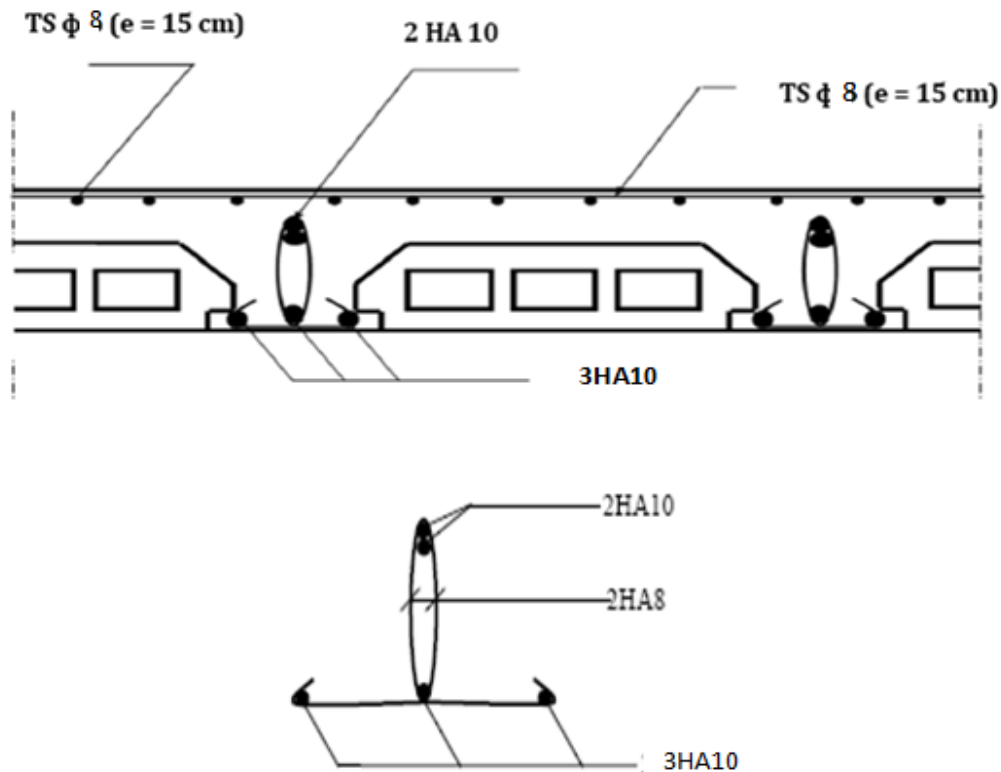


Figure III.1.23 : ferrailage des planchers en corps creux.

III.2. Etude de l'acrotère

III.2.1. Définition

L'acrotère est un élément non structural en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse et protéger le gravier contre la poussée du vent. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) **donnant** un effort normal (N) **et** une charge d'exploitation horizontale (Q) qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement.

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à **L'ELU** et à **L'ELS** pour une bande de 1 [m]de largeur.

III.2.2. Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de 1mètre linéaire.

III.2.3. Dimensionnement de l'acrotère

- Hauteur : $H=60\text{cm}$

- Epaisseur : 10cm

La surface longitudinale (S) :

$$S = (0.1 \times 0.06) / 2 + (0.1 \times 0.08) + (0.6 \times 0.1) = 0.071 \text{ m}^2$$

III.2.4. Calcul des efforts internes

- Poids propre de l'acrotère : $G = S \times \phi_1$

Avec : S : section longitudinale.

ϕ : poids volumique du béton.

- Surcharge d'exploitation : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$
- Effort Normal dû au poids propre G : $N = G \times 1 = 1.775 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$
- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M = Q \times H = 1 \text{ ml} \times 0.60 = 0.60 \text{ KN.m}$

III.2.5. Combinaison des charges

- A l'ELU : $1.35G + 1.5Q$

Effort Normal de compression : $N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.775 = 2.396 \text{ KN.m}$

Moment fléchissant : $M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN}$

- A l'ELS

Effort Normal de compression : $N_s = G = 1.775 \text{ KN/ml}$

Moment fléchissant : $M_s = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $T_s = Q = 1.5 \text{ KN}$

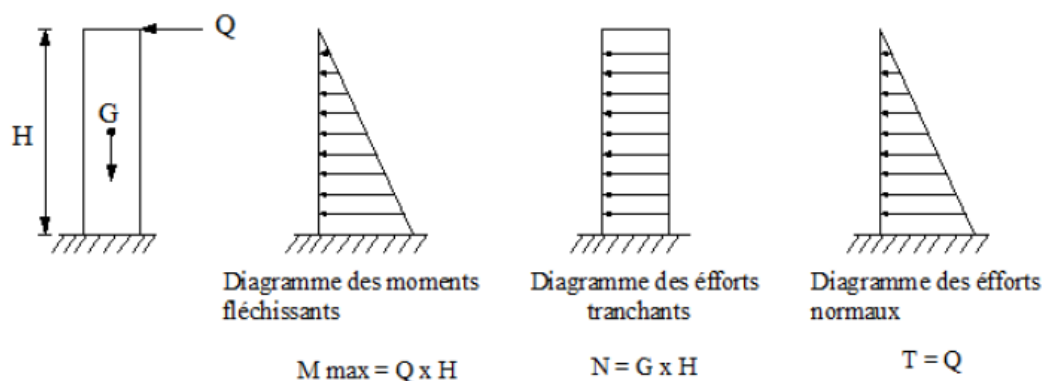


Figure III.2.1: Diagramme des efforts internes.

III.2.6. Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f , afin de déterminer les armatures fictives A_f , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A .

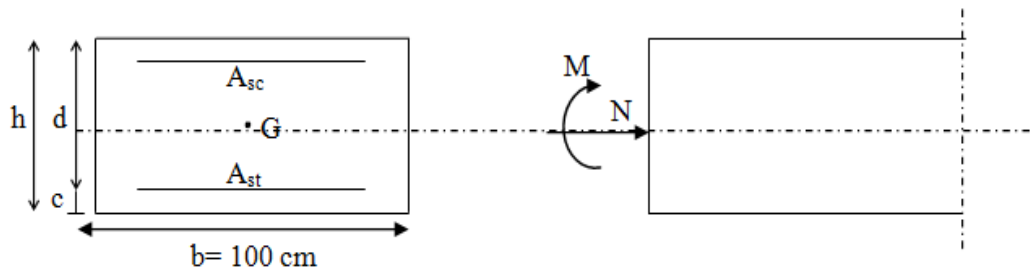


Figure III.2.2 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

h: (épaisseur de la section)= 10 cm.

b: (largeur de la section)=100 cm.

C et c': (enrobage)=3 cm.

d:(la hauteur utile)= $h - c = 7$ cm.

Avec : $f_c = 400$ MPa ; $f_{bc} = 14.2$ MPa ;

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Et les paramètres suivants :

C_p : centre de pression

e_u : excentricité.

a : distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures.

C : l'enrobage

M_u : moment dû à la compression.

N_u : effort de compression.

➤ **Position du centre de pression**

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.03 = 0.02\text{m} = 2 \text{ cm}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.396} = 0.375\text{m} = 38\text{cm} \rightarrow e_u = 38 \text{ cm}$$

$$e_u > \frac{h}{2} - c$$

➡ Le centre de pression se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures, nous avons donc **une section partiellement comprimée**.

➤ **Calcul des armatures en flexion simple ; section fictive**

• **Moment fictif**

$$M_f = N_u \times g; \quad (g = e_u + \frac{h}{2} - c)$$

g: distance entre le centre de compression et centre de gravité de la section des armatures tendues.

$$M_f = 2.396 \times (0.380 + 0.02) = 0,958 \text{ KN.m ;}$$

$$M_f = \mathbf{0,958 \text{ KN.m}}$$

• **Moment réduit**

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.958 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14.2} = 0.014$$

$$\mu_u = 0.014 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc}=0$

$$\mu_u = 0.014 \rightarrow \beta = 0.993$$

• **Les armatures fictives (flexion simple)**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{avec: } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa et } \beta = 0.993$$

$$A_{stf} = \frac{0.958 \times 10^6}{0.993 \times 70 \times 348} = 39.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{stf} = \mathbf{0.396 \text{ cm}^2}$$

• **Les armatures réelles (flexion composée)**

$$A_{st} = A_{stf} - \left(\frac{N_u}{\sigma_{st}} \right) = 0.396 - \frac{2.396 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \mathbf{0.33 \text{ cm}^2}$$

Soit : **As=4HA8=2.01cm²** avec un espacement de **S_t=25 cm**

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 3\text{HA}8 = 1.50 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 28 \text{ cm}$

III.2.7. Vérifications

III.2.7.1. Vérifications à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL91/Art A.4.2.1)**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition : $A_s \geq A_{\min}$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.05 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 0.85 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement : (Art III.2.BAEL 99)**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.02 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5}; 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.02 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'adhérence dans les barres : (Art 6.1.3 BAEL91)**

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Ψ_s : coefficient de scellement

$\Psi_s = 1.5$ (barre de haute adhérence)

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\sum U_i} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.48} = 0.23 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifier.

✓ Donc il n y a pas de risque d'entrainement des barres.

➤ **Vérification des espacements des barres (Art A.4.5,33/BAEL 91 modifiée 99)**

La fissuration est préjudiciable

• **Armatures principales**

$$S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} = \{3 \times 10; 33\text{cm}\} = \{30; 33\text{cm}\} = 30\text{cm}$$

$S_t = 25\text{cm} < 30\text{cm} \rightarrow$ condition vérifier.

• **Armatures de répartition**

$$S_t \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} = \min\{4 \times 10; 45\text{cm}\} = \{40; 45\text{cm}\} = 40\text{cm}$$

$S_t = 28\text{cm} < 40\text{cm} \rightarrow$ condition vérifier.

III.2.7.2. Vérifications à l'ELS

➤ **Etat limite de compression de béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

• **Vérification des contraintes dans l'acier**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

Avec: $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$f_e = 400 \text{ MPa}$

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

η : coefficient de fissuration ; $\eta = 1.6$ pour $HA \phi \geq 6\text{mm}$

donc:
$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\rho_1 = 0.287 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.915 \\ K_1 = 43.82 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A\beta_1 d} = \frac{0.60 \times 10^3}{2.01 \times 0.915 \times 7} = 46.60 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 46.60 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{46.60}{43.82} = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.06 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99/version 2003 Art.6.2.3)**

On doit vérifier que : $F_p \leq Q = 1 \text{ KN/ml}$

L'RPA 99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques à l'aide de la formule suivante :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de la zone.

Pour une zone **IIa** et groupe d'usage 2 $\rightarrow A = 0.15$ (RPA99/version 2003 Art.4.2.3 Tab 4.1)

- C_p : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art.4.2.3 Tab 4.1)

Dans notre cas : $C_p = 0.8$

- W_p : poids de l'acrotère = 1.775 KN/ml.

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.775 = 0.852 \text{ KN/ml}$.

$$F_p = 0.852 \text{ KN/ml} \leq Q = 1 \text{ KN/ml}$$

➤ **Conclusion**

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferrailage suivant :

- Armatures principales : **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement de **S_t = 25 cm**.
- Armatures de répartition : **3HA8 = 1.50 cm²** avec un espacement de **S_t = 28 cm**.

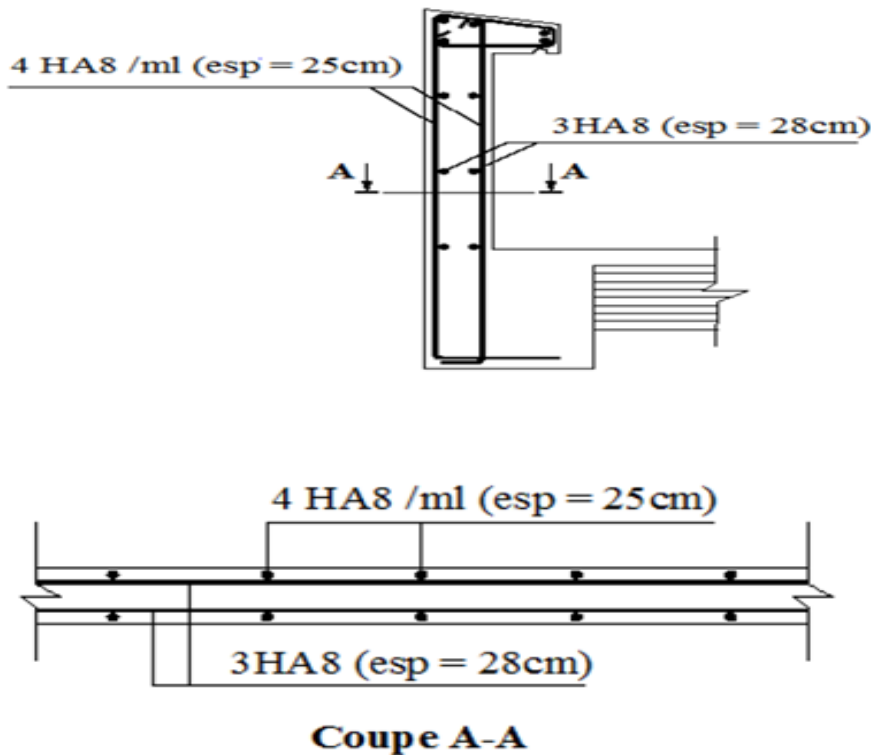


Figure III.2.3 : Plan de ferrailage de l'acrotère.

III.3. Porte-à-faux

Notre bâtiment peut être constitué de deux types de balcons. Le premier type est en corps creux (16 + 4) coulé sur place qui est muni des poutres de chaînage et le deuxième type en dalle pleine.

Le choix de notre type de balcons se fait comme suite :

- $L_{\text{cons}} \geq \frac{L_{\text{traveé}}}{3} \Rightarrow$ dalle pleine
- $L_{\text{cons}} \leq \frac{L_{\text{traveé}}}{3} \Rightarrow$ corps creux
- $L_{\text{cons}} = \frac{455}{3} = 150\text{cm}$

III.3.1. Etude de la dalle pleine du porte à faux

a)-Etude de la dalle pleine

Les portes à faux sont calculées comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher (le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur). Soumis à des charges permanentes G, au poids du garde de corps ainsi qu'aux charges d'exploitations Q ; ils sont constitués de dalle pleine et sont dimensionner comme suit :

- largeur L = 1.5 m

- un garde de corps de hauteur $h=1\text{m}$ en brique pleine de 10.5 cm d'épaisseur.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml de largeur dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est comme suit :

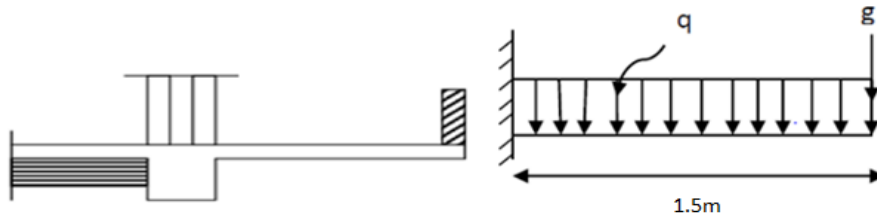


Figure.III.3.1 : Schéma statique du porte à faux.

Avec : q_u : charge et surcharge pondérée de dalle

Q_1 : surcharge du garde-corps

G_1 : charge permanente du garde-corps

b)-Dimensionnement

L'épaisseur du porte à faux est donnée par la formule suivante

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

Tel que :

- ✓ «e» est l'épaisseur de la dalle.
- ✓ L_0 : portée libre,
- ✓ $L_0 = 1.5\text{m}$

$$e \geq \frac{1.5}{10} = 0.15\text{m} = 15\text{ cm} \rightarrow \text{soit } e = 15\text{ cm}$$

III.3.2. Détermination des charges et surcharges du balcon

Nous considérons une bande de 1m de largeur.

- **Charge permanente**

Charge G due à la dalle en béton armé

$G_1 = 6.61\text{ KN/m}^2$ (Déterminée dans le chapitre II)

$G_1 = 6,61 \times 1\text{ml} = 6.61\text{ KN/ml}$

- **Surcharges d'exploitation**

Surcharge d'exploitation **$Q = 3.5\text{ KN/ml}$** (déterminée dans le chapitre II)

- **Charge concentrée**

Charge permanente du garde corps :

Tableau. III.3.1 : Les charges concentrées revenant à la console

Charges permanentes concentrées	Masse volumique(KN)	Epaisseur(m)	Poids(KN)
Murs en briques Creuses	9	0.1	0.9
Enduit en mortier de ciment	18	2×0.02	0.72
			G=1.62

$$G = 1.62 \times 1 \text{ ml} = 1.62 \text{ KN/ml}$$

III.3.3. Calcul à l'état limite ultime(ELU)

➤ **Combinaison de charges**

- **Dalle pleine** : $q_{u1} = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.61 + 1.5 \times 3.5$

$$q_{u1} = 14.17 \text{ KN/ml}$$

- **Garde corps**: $q_{u2} = 1.35 G = 1.35 \times 1.62$

$$q_{u2} = 2.19 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant**

$$M_u = \frac{q_{u1} \times L^2}{2} + q_{u2} \times L$$

$$M_u = \frac{14.17 \times 1.5^2}{2} + 2.19 \times 1.5$$

$$M_u = 19.23 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u = q_{u1} \times L + q_{u2}$$

$$V_u = 14.17 \times 1.5 + 2.19$$

$$V_u = 23.45 \text{ KN}$$

III.3.4. Ferrailage du balcon

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

➤ **Armatures principales**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{19.23 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.09 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0.094 \rightarrow \beta = 0.951$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{19.23 \times 10^3}{0.958 \times 12 \times 348} = 4.80 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 4\text{HA}14 = 6,15 \text{ cm}^2$; $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.15}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

Soit: $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$; $S_t = 25 \text{ cm}$

III.3.5. Vérifications à l'ELU

1. **Condition de non fragilité: (Art A.4.2.1 / BAEL 91)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.50 \text{ cm}^2$$

$A_s \text{ adoptée} = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.50 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

2. **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres**

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

$$V_{\text{umax}} = 23,45 \text{ KN}$$

Ψ_s : coefficient de scellement.

$\Psi_s = 1,5$ (barre de haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3,14 \times 14 = 175,84 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{23.45 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 175.84} = 1.23 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} = 1.14 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

✓ Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

3. **Vérification au cisaillement (BAEL 91 /Art A.5.1)**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = \min\{0.133f_{c28}; 5 \text{ Mpa}\}$$

$$\tau_u = \frac{23.45 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.19 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.133 \times 25; 5 \text{ Mpa}\} = 3.325 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,325 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

4. Vérification de l'écartement des barres

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ Armatures principales

$$S_{t\max} \leq \min\{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Armatures de répartition

$$S_{t\max} \leq \min\{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} \leq 45\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

5. Ancrage rectiligne des barres

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4\bar{\tau}_s}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

Soit la longueur de crochet égale à :

$$L_{cr} = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm} = 20\text{cm}$$

III.3.6. Calcul à l'état limite de service (ELS)

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

➤ Combinaison de charges

- **Dalle pleine** : $q_{S1} = G + Q = 6.61 + 3.5$

$$q_{S1} = 10.11 \text{ KN/ml}$$

- **Garde corps** : $q_{S2} = g = 1.62 \text{ KN/ml}$

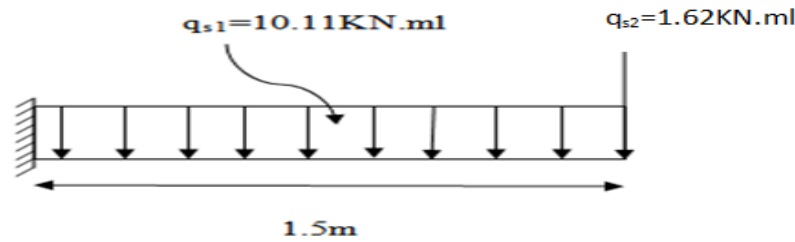


Figure.III.3.2: Schéma statique de la console.

➤ **Calcul des moments fléchissant**

$$M_S = q_{s1} \times \frac{L^2}{2} + q_{s2} \times L$$

$$M_S = 10.11 \times \frac{1.5^2}{2} + 1.61 \times 1.5$$

$$M_S = 13.79 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u = q_{s1} \times L + q_{s2}$$

$$V_u = 10.11 \times 1.5 + 1.61$$

$$V_u = 16.76 \text{ kN}$$

III.3.7. Vérification à l'ELS

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures : (art A.4.5.3/ BAEL 91 modifié 99)**

Les formes et dimension de chaque élément, ainsi que la disposition des armatures, sont conçues de manière à limiter la probabilité d'apparition des fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle de la situation d'ouvrage.

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable car l'élément est couvert, on admet donc de ne pas effectuer de vérifications de l'état limite d'ouverture de fissures.

➤ **Etat limite de résistance du béton en compression**

La fissuration étant peu nuisible, On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 6.15}{100 \times 12} = 0.513$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.892 \\ K_1 = 31.30 \end{array} \right.$$

- **La contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d} = \frac{13.79 \times 10^6}{615 \times 0.892 \times 120} = 209.480 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 209.480 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{209.480}{31.30} = 6.692 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.692 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\tau f_{t28}}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{266.66; \max(200; 69.48)\} = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 209.480 \text{ MPa (D'après le calcul précédent).}$$

$$\sigma_{st} = 209.480 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 266.66 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche : (BAEL 91 – modifié 99/ Art B.6.5.2)**

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{e}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \rightarrow \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{13.79}{10 \times 19.23} = 0.071 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \geq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.15}{100 \times 12} = 0.005 \geq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

➤ Conclusion

Le balcon en dalle pleine sera ferrillé comme suit :

- Armatures principales : **4HA14** ($A = 6.15\text{cm}^2$) $\longrightarrow S_t=25\text{cm}$
- Armatures de répartitions : **4HA8** ($A=2.01\text{ cm}^2$) $\longrightarrow S_t=25\text{cm}$

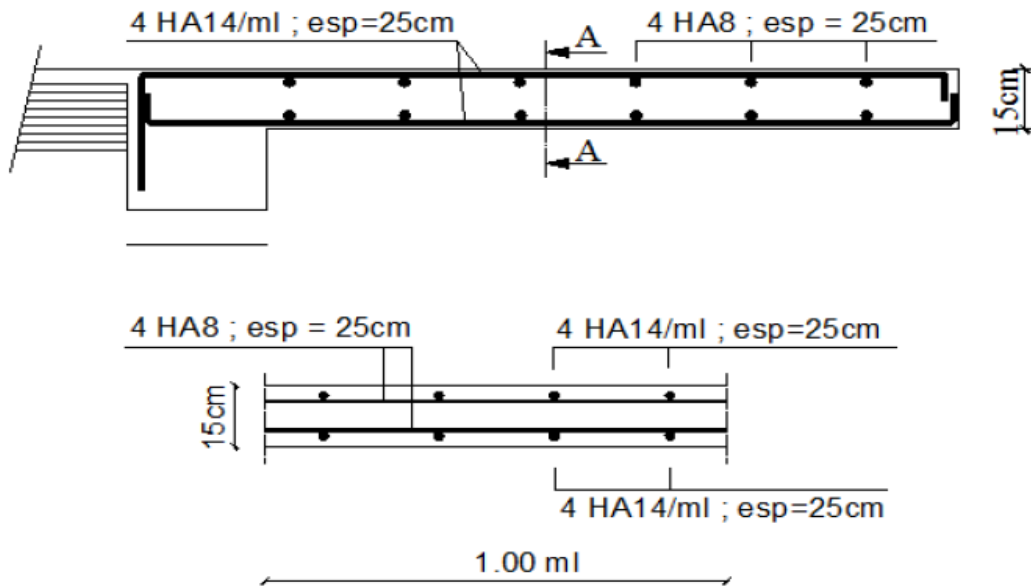


Figure III .3.3: Plan de ferrailage du balcon.

III.4. Calcul des escaliers

III.4.1. Introduction

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propres et aux surcharges.

Les escaliers sont aussi composés de paliers et de paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques et calculées à la flexion simple. Du côté du vide, les volées et les paliers des escaliers sont munis d'un garde-corps ou d'une rampe qui assurent la sécurité des personnes. En raison de non exposition des différents éléments de l'escalier aux intempéries, les fissurations sont considérées peu nuisibles.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place, constitué de deux volées avec un palier intermédiaire pour tous les niveaux.

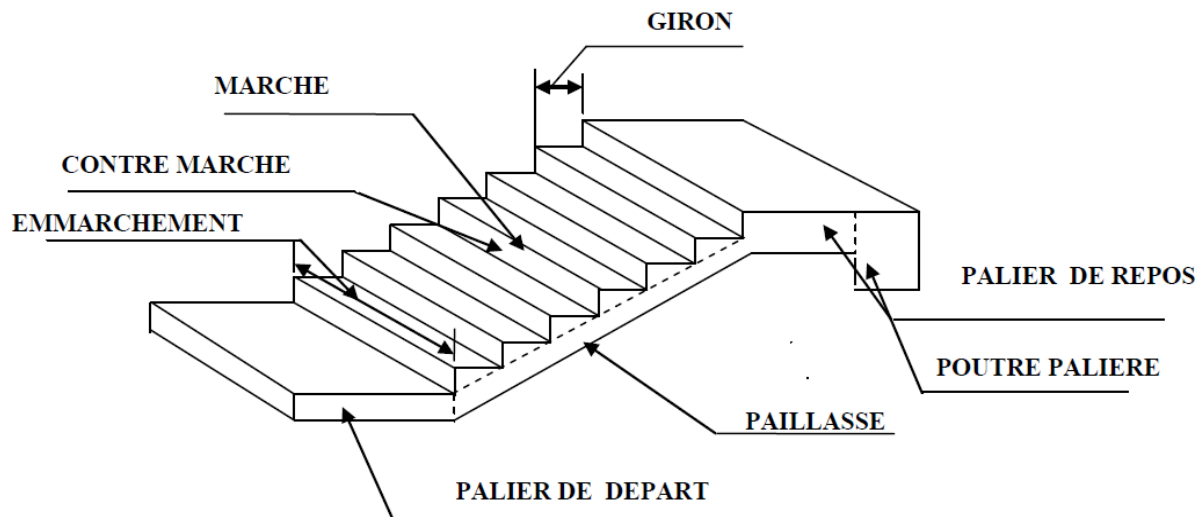


Figure III.4.1. Coupe verticale de l'escalier.

h : La hauteur de la contre marche

g : La largeur de la marche

n : nombre de contre marches

H : hauteur de la volée

m = n-1 : nombre de marches

L : longueur de volée

III.4.2. Caractéristiques dimensionnelles

- **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron g** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers consécutifs.
- **Le palier** : est la plate forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **La paillasse d'épaisseur e_p** : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.

III.4.3. Pré dimensionnement des escaliers

Dans cette partie, nous allons étudier les escaliers d'étage courant qui comporte deux volées identiques d'une hauteur $H = 1.53$ m avec un palier intermédiaire.

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

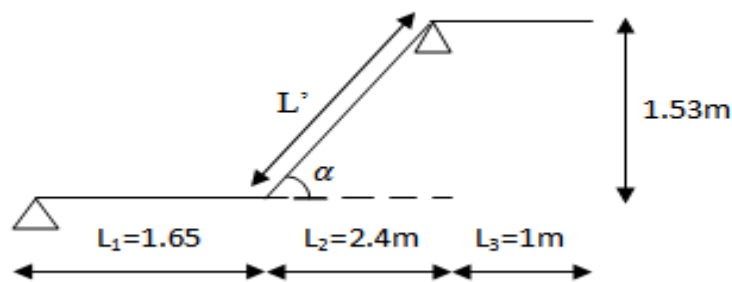


Figure.III.4.2. schéma statique d'escalier.

a) Calcul de n, h et g :

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

- **La hauteur de la marche h :**

On a: $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$; on prend: **h = 17 cm**.

- **Nombre de marches n :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ marches}$$

Donc on a 18 marches qui se divisent sur deux volées identiques telles que chacune comporte 9 marches.

- **Le giron g :**

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$$

b) Vérification de la relation de BLONDEL

$59\text{ cm} \leq 2h+g \leq 65\text{ cm}$.

$$2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g = 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm.}$$

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

➤ **Epaisseur de la paillasse et du palier**

L'épaisseur de la paillasse et du palier (**ep**) est donnée par la relation :

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

H : hauteur de la volée : $H = n \times h = 9 \times 0.17 = 1.53\text{m.}$

L : longueur réelle de la paillasse ; $L = L' + L_1 + L_3$

L_2 : longueur de la paillasse projetée : $L_2 = (n-1) g = (9 - 1) \times 0.30 = 2.4\text{m.}$

L' : longueur du palier :

$$\text{tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0.556 \qquad \alpha = 29.54^\circ$$

$$L' = \frac{2.4}{\cos\alpha} = 2.75\text{cm}$$

Donc : $L = L' + L_1 + L_3$

$$L = 2.75 + 1.65 + 1 = 5.4 \text{ cm}$$

D'où :

$$\frac{540}{30} \leq ep \leq \frac{540}{20} \qquad \longrightarrow \qquad 18\text{cm} \leq ep \leq 27\text{cm}$$

Soit : $e_p = 20 \text{ cm}$

➤ **Remarque**

On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III.4.4. Détermination des charges et surcharges

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'emmarchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

A. Charges permanentes

- **Palier**

Tableau.III.4.1 : Charge totale du palier.

Désignation	Epaisseur (m)	P(KN/m ³)	G(KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en béton	0.22	25	5.5
Enduit ciment	0.02	18	0.36
$G_1=7.06$			

➤ **Volée****Tableau.III .4.2** : Charge totale de la volée.

Désignation	Epaisseur (m)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Paillasse	$\frac{0.2}{\cos 29.59^\circ}$	25	5.75
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Garde corps	/	/	0.2
Marche	$\frac{0.17}{2}$	25	2.125
$G_2=9.635$			

B. Les charges d'exploitation

Selon le (DTR B.C.2.2) pour une construction à usage d'habitation ou de service :

$$Q = 2.5 \times 1m = 2.5KN/ml$$

.III.4.5.Calcul à l'ELU➤ **Combinaison des charges :**

$$q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 m.$$

- **Palier** : $q_{up} = (1.35 \times 7.06 + 1.5 \times 2.5) \times 1 m = 13.28 \text{ KN / ml.}$
- **Volée** : $q_{uv} = (1.35 \times 9.635 + 1.5 \times 2.5) \times 1 m = 16.76 \text{ KN / ml.}$

➤ **Calcul des efforts internes**

Pour déterminer les efforts internes, on se référera aux méthodes de la RDM

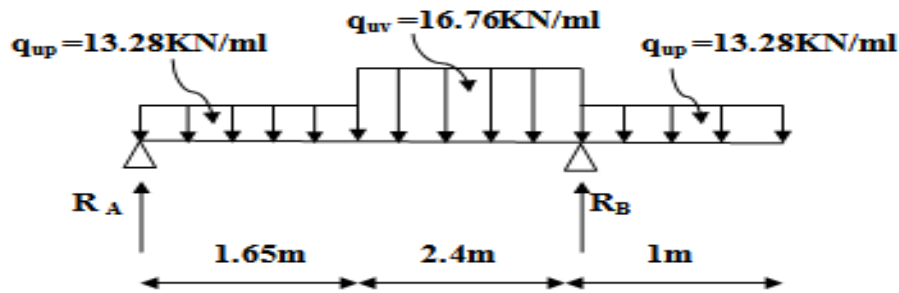


Figure.III.4.3 : Schéma de chargement à l'ELU.

Avec : q_{uv} : charge revenant à la volée.

q_{up} : charge revenant au palier.

➤ **Calcul des réactions d'appuis**

D'après les formules de la RDM

$$\Sigma F=0 \quad \rightarrow \quad R_A + R_B - q_{uv} \times 2.40 - q_{up} \times 1.65 - q_{up} \times 1$$

$$R_A + R_B = 75.416 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{/A} = 0 \rightarrow q_{uv} \left(\frac{2.4^2}{2} + 1.65 \right) + q_{up} \times \frac{1.65^2}{2} + q_{up} \times \left(\frac{1}{2} + 1.65 + 2.4 \right) - 4.05 \times R_B = 0$$

$$R_B = 47.69 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 75.416 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad R_A = 75.416 - R_B$$

$$R_A = 27.727 \text{ KN}$$

➤ **Moments fléchissant et efforts tranchants**

Avec la méthode classique de la RDM on obtient les résultats suivants :

1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 1.65\text{m}$

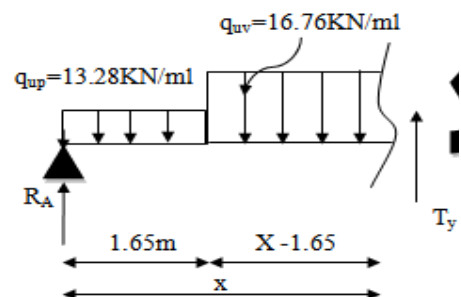
$$\Sigma F_{/x}=0 \quad \rightarrow \quad N_x = 0 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{/y}=0 \quad \rightarrow \quad R_A - q_{up} \times x - T_y = 0$$

$$T_y = -13.28X + 27.72$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} x=0 \text{ m} & \rightarrow T_y(0) = 27.727 \text{ KN} \\ x=1.65 \text{ m} & \rightarrow T_y(1.65) = 5.815 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Sigma M_{/0} = 0 \quad \rightarrow \quad M(x) = R_A \times X - q_{up} \times \frac{x^2}{2}$$



$$M(x) = -6.64X^2 + 27.727X$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} x=0\text{m} \longrightarrow M_Z(0)=0\text{KN.m} \\ x=1.6\text{m} \longrightarrow M_Z(1.65)=27.672\text{KN.m} \end{cases}$$

2^{ème} Tronçon: $1.65\text{m} \leq X \leq 4.05\text{m}$

$$\Sigma F_{/X}=0 \quad \rightarrow \quad N_X = 0\text{KN}$$

$$\Sigma F_{/y}=0$$

$$\rightarrow R_A - q_{up} \times 1.65 - q_{uv} \times (x - 1.65) - T_y = 0$$

$$T_y = -16.76X + 33.469$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} x=1.65\text{ m} \longrightarrow T_Y(1.65) = 5.815\text{KN} \\ x=4.05\text{m} \longrightarrow T_Y(4.05) = -34.409\text{KN} \end{cases}$$

$$\Sigma M_{/0} = 0 \rightarrow M(x) = R_A \times X - q_{uv} \times \frac{(x - 1.65)^2}{2} - q_{up} \times 1.65 \times \left(\frac{1.65}{2} + X - 1.65\right)$$

$$M(x) = -8.38X^2 + 33.469X - 4.77$$

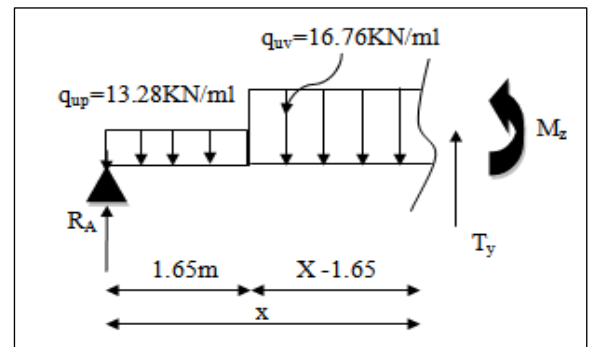
$$\text{Pour : } \begin{cases} x=1.65\text{m} \longrightarrow M_Z(1.65) = 27.672\text{KN.m} \\ x=4.05\text{m} \longrightarrow M_Z(4.05) = -6.64\text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment maximum**

$$-16.76X + 33.469 = 0 \rightarrow X = \frac{33.469}{16.76}$$

$$X = 2\text{m}$$

$$\text{Pour : } x=2\text{m} \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} T_Y(2) = 0\text{KN} \\ M_Z(2) = 28.680\text{KN.m} \end{cases}$$



3^{ème} Tronçon: $0m \leq X \leq 1m$

$$\Sigma F_y = 0 \rightarrow -q_{up} \times x + T_y = 0$$

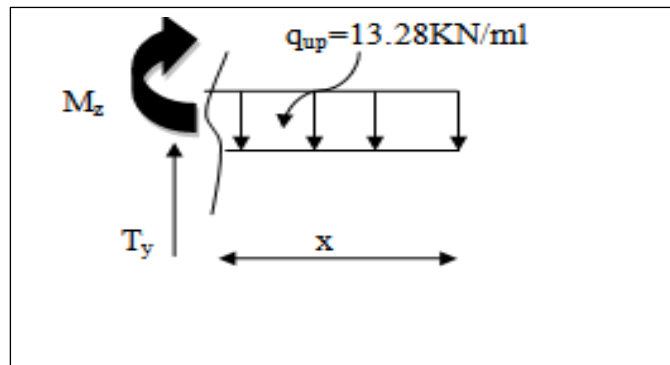
$$T_y = 13.28X$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} x=0 \text{ m} & \rightarrow T_Y(0) = 0 \text{ KN} \\ x=1 \text{ m} & \rightarrow T_Y(1) = 13.28 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Sigma M_{/0} = 0 \rightarrow M(x) = R_A \times X - q_{up} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -6.64X^2$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} x=0 \text{ m} & \rightarrow M_Z(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1 \text{ m} & \rightarrow M_Z(1) = -6.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Remarque**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs 0,85 et 0,3 pour le moment max en travée et en appuis ; On obtient ainsi les moments suivants :

- $M^A = 0.3M_Z = -0.3 \times 28.680 = -8.604 \text{ KN.m}$
- $M^T = 0.85M_Z = 0.85 \times 28.680 = 24.378 \text{ KN.m}$

➤ **Les diagrammes des efforts internes**

Les différents diagrammes donnant les efforts internes sont montrés à la figure ci-dessous :

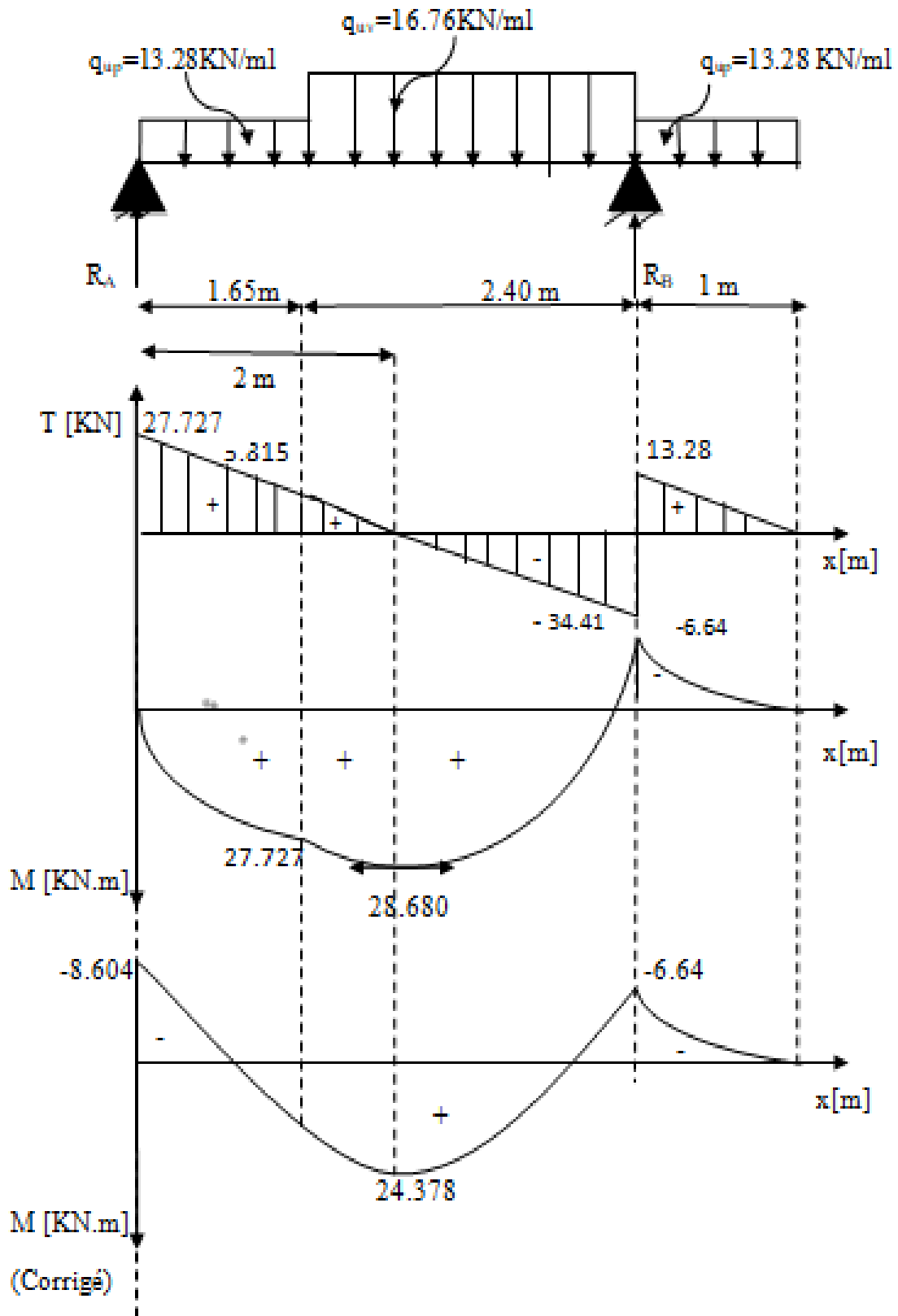


Figure III.4.4 : diagramme des efforts internes d'escalier à l'ELU.

III.4.6. Ferrailage de l'escalier

➤ Calcul des armatures

Etude d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

$$b = 100\text{cm}; h = 20\text{cm}; c = 3\text{cm}; d = 17\text{cm}$$

➤ Aux appuis

$$M_a = -8.604 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2; \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8.604 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.020 \leq 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$).

$$\mu = 0.020 \rightarrow \beta = 0.990$$

- **Armatures principales :**

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.604 \times 10^3}{0.990 \times 17 \times 348} = 1.47 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$; avec un espacement de $S_t = 25\text{cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$; avec un espacement de $S_t = 25\text{cm}$

➤ En travée

$$M_t = 28.680 \text{ KN.m}$$

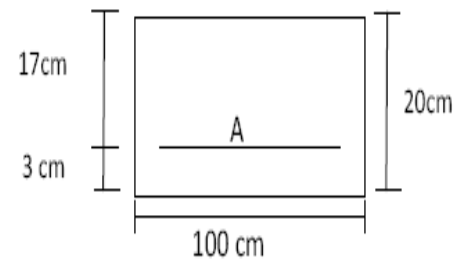
$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{28.680 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.069 \leq 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.069 \rightarrow \beta = 0.965$$

- **Armatures principales :**

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{28.680 \times 10^3}{0.965 \times 17 \times 348} = 5.02 \text{ cm}^2$$



Soit: 5HA 12 = 5.65cm² ; Avec un espacement S_t= 20 cm

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.412\text{cm}^2$$

Soit: 4HA10 A_r = 3.14cm² Avec un espacement S_t=25cm

III.4.7.Vérifications à l'ELU

- **Condition de non fragilité (BAEL91. Art A.4.2.1)**

$$A_{\min} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 17 \times 2.1}{400} = 2.05\text{cm}^2$$

- **Aux appuis**

- **Armatures principales**

$$A_{pa} = 3,14\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,05\text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition**

$$A_{ra} = 3,14\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,05\text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée**

- **Armatures principales**

$$A_{pt} = 5,65\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,05 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition**

$$A_{rt} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,05 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Espacement des barres**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes

- **Armatures principales**

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

- **Aux appuis :** S_t = 25cm < 33cm → **condition vérifiée.**
- **En travée :** S_t = 20cm < 33cm → **condition vérifiée.**

- **Armatures de répartition**

$$S_{t\max} \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} = \min\{4 \times 20; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$$

- **Aux appuis :** S_t = 25cm < 45cm → **condition vérifiée.**
- **En travée :** S_t = 25cm < 45cm → **condition vérifiée.**

➤ **Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement)(BAEL91 ArtA.5.1.2):**

La fissuration est peu préjudiciable, donc :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

Avec : τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\gamma_b = 1.5 ; f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas $V_{u\max} = 34.419 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{34.419 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.20 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.20 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,3 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'adhérence aux appuis (BAEL91 Art A.661.3)**

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

$$V_{u\max} = 34.419 \text{ KN}$$

Ψ_s : coefficient de scellement

$$\Psi_s = 1,5 \text{ (barre de haute adhérence)}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{34.419 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 188.4} = 1.19 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Vérification de l'ancrage des barres**

$$\tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{400 \times 1.2}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,23/BAEL 91modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale **0.4 L_s** pour les aciers **HA**.

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm} = 17 \text{ cm.}$$

D. Influence de l'effort tranchant sur le béton

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V}{0.9db} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V}{0.9db} = \frac{2 \times 34.419 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 170} = 0.45 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.45 \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.4.8. Calcul à l'ELS

➤ **Combinaison des charges :**

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m.}$$

- **Palier :** $q_{sp} = (7.06 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 9.56 \text{ KN / ml.}$
- **Volée :** $q_{sv} = (9.635 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 12.14 \text{ KN / ml.}$

➤ **Calcul des efforts internes**

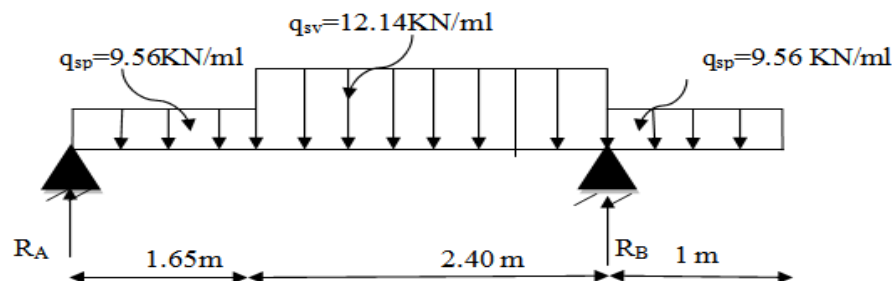


Figure.III.4.5 : Schéma de chargement à l'ELS.

Avec: q_{sv} : charge revenant à la volée.

q_{sp} : charge revenant au palier.

➤ Calcul des réactions d'appuis

D'après les formules de la RDM

$$\Sigma F=0 \quad \rightarrow \quad R_A + R_B - q_{sv} \times 2.40 - q_{sp} \times 1.65 - q_{sp} \times 1$$

$$\mathbf{R_A + R_B = 54.47KN}$$

$$\Sigma M_{/A} = 0 \rightarrow q_{sv} \left(\frac{2.4^2}{2} + 1.65 \right) + q_{sp} \times \frac{1.65^2}{2} + q_{sp} \times \left(\frac{1}{2} + 1.65 + 2.4 \right) - 4.05 \times R_B = 0$$

$$\mathbf{R_B = 34.46KN}$$

$$R_A + R_B = 54.47KN \quad \rightarrow \quad R_A = 54.47 - R_B$$

$$\mathbf{R_A = 20.01KN}$$

➤ Moments fléchissant et efforts tranchants

Avec la méthode classique de la RDM on obtient les résultats suivants :

1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 1.65m$

$$\Sigma F_{/y}=0 \quad \rightarrow \quad R_A - q_{sp} \times x - T_y = 0$$

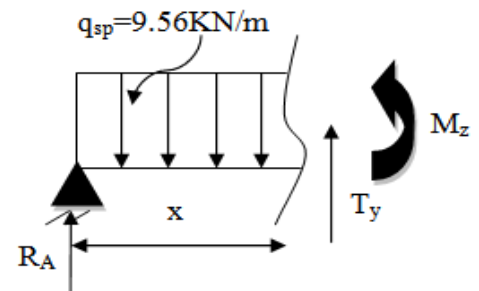
$$\mathbf{T_y = -9.56X + 20.01}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} x=0 \text{ m} & \rightarrow T_y(0) = 20.01 \text{ KN} \\ x=1.65 \text{ m} & \rightarrow T_y(1.65) = 4.236 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Sigma M_{/0} = 0 \quad \rightarrow \quad M(x) = R_A \times X - q_{sp} \times \frac{x^2}{2}$$

$$\mathbf{M(x) = -4.78X^2 + 20.01X}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} x=0 \text{ m} & \rightarrow M_z(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.65 \text{ m} & \rightarrow M_z(1.65) = 20 \text{ KN.m} \end{cases}$$



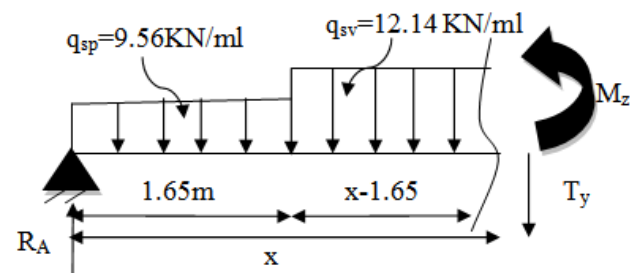
2^{ème} Tronçon: $1.65m \leq X \leq 4.05m$

$$\Sigma F_{/y}=0$$

$$\rightarrow R_A - q_{sp} \times 1.65 - q_{sv} \times (x - 1.65) - T_y = 0$$

$$\mathbf{T_y = -12.14X + 24.267}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} x=1.65 \text{ m} & \rightarrow T_y(1.65) = 4.236 \text{ KN} \\ x=4.05 \text{ m} & \rightarrow T_y(4.05) = -24.90 \text{ KN} \end{cases}$$



$$\Sigma M_{/0} = 0 \rightarrow M(x) = R_A \times X - q_{sv} \times \frac{(x - 1.65)^2}{2} - q_{sp} \times 1.65 \times \left(\frac{1.65}{2} + X - 1.65\right)$$

$$M(x) = -6.07X^2 + 24.267X - 3.512$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} x=1.65\text{m} & \rightarrow M_Z(1.65) = 20\text{KN.m} \\ x=4.05\text{m} & \rightarrow M_Z(4.05) = -4.78\text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment maximum**

$$-12.14X + 24.267 = 0 \rightarrow X = \frac{24.267}{12.14}$$

$$X = 2\text{m}$$

$$\text{Pour: } x=2\text{m} \rightarrow \begin{cases} T_Y(2) = 0\text{KN} \\ M_Z(2) = 20.74\text{KN.m} \end{cases}$$

3^{ème} Tronçon: $0\text{m} \leq X \leq 1\text{m}$

$$\Sigma F_{/y} = 0 \rightarrow -q_{sp} \times x + T_y = 0$$

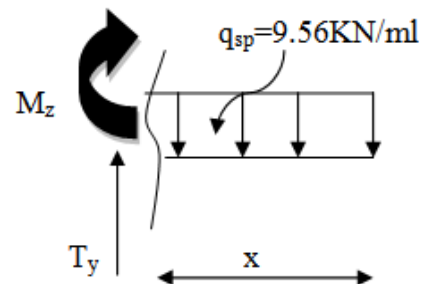
$$T_y = 9.56X$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} x=0\text{ m} & \rightarrow T_Y(0) = 0\text{ KN} \\ x=1\text{ m} & \rightarrow T_Y(1) = 9.56\text{KN} \end{cases}$$

$$\Sigma M_{/0} = 0 \rightarrow M(x) = R_A \times X - q_{sp} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -4.78X^2$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} x=0\text{m} & \rightarrow M_Z(0) = 0\text{KN.m} \\ x=1\text{m} & \rightarrow M_Z(1) = -4.78\text{KN.m} \end{cases}$$



➤ **Remarque**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs 0,85 et 0,3 pour le moment max en travée et en appuis ; On obtient ainsi les moments suivants :

- $M^A = -0.3M_z = -0.3 \times 20.74 = -6.222 \text{ KN.m}$
- $M^T = 0.85M_z = 0.85 \times 20.74 = 17.629 \text{ KN.m}$

➤ **Les diagrammes des efforts internes**

Les différents diagrammes donnant les efforts internes sont montrés à la figure ci-dessous :

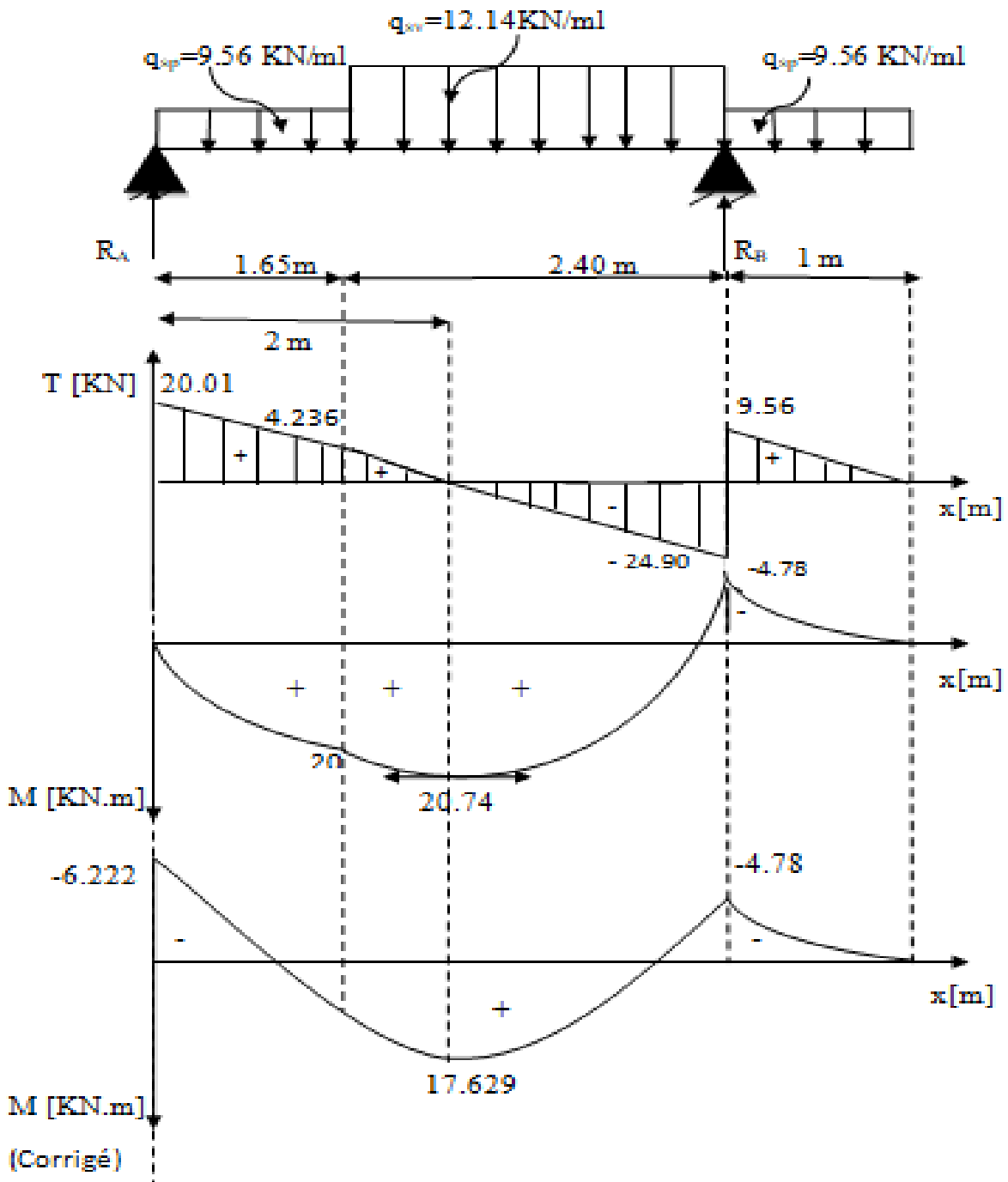


Figure III.4.6 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELS.

III.4.9. Vérifications à l'ELS

➤ Vérification des contraintes dans le béton et les aciers

- **l'état limite d'ouverture des fissurations**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

- **l'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2) :**

La fissuration étant peu nuisible, On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

➤ Aux appuis

$$M_a^s = -6.222 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 17} = 0.184$$

$$\rho_1 = 0.184 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.930 \\ K_1 = 56.43 \end{array} \right.$$

- **La contrainte dans les aciers**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{A_a \beta_1 d} = \frac{6.222 \times 10^3}{3.14 \times 0.930 \times 17} = 125.33 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 125.33 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{125.33}{56.43} = 2.22 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.22 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ En travée

$$M_s^t = 17.629 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 17} = 0.332$$

$$\rho_1 = 0.332 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.910 \\ K_1 = 40.56 \end{array} \right.$$

- **La contrainte dans les aciers**

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{A_a \beta_1 d} = \frac{17.629 \times 10^3}{5.65 \times 0.910 \times 17} = 201.69 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 201.69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{201.69}{40.56} = 4.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.97 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation : (Art B.6.8.424 / BAEL 91)**

Lorsqu'on prévoit des étais, on peut se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_{ts}}{10M_0}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.20}{5.05} = 0.039 > \frac{1}{16} = 0.063 \rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_{ts}^s}{10 \times M_0} \rightarrow \frac{0.20}{5.05} = 0.039 > \frac{17.629}{10 \times 8.604} = 0.204 \rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{5.65}{100 \times 17} = 0.003 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

La 1^{er} et la 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, on procède au calcul de la flèche.

Il faut vérifier que:

$$F_v = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{\max} \times l^4}{E_v \times I} \leq \bar{F}_v = \frac{l}{500} = \frac{5050}{500} = 10.1 \text{ mm}$$

Avec : M_{ts} : moment de flexion maximal à l'ELS = 17.629 KN.m

E_v : module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

\bar{F}_V : La flèche admissible

I_0 : moment d'inertie total de la section homogène.

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

S_{xx} : moment statique de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 17 = 21440.75 \text{ cm}^3$$



B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = (b \cdot h) + (15 \cdot A_t)$$

$$B_0 = (100 \times 20) + (15 \times 5.65) = 2084.75 \text{ cm}^2$$

Avec:

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{21440.75}{2084.75} = 10.28 \text{ cm}$$

$$\text{Et: } V_2 = h - V_1 = 20 - 10.28 = 9.72 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène**

$$I_0 = \frac{100}{3}(10.28^3 + 9.72^3) + 15 \times 5.65(9.72 - 3)^2$$

$$I_0 = 70650,64 \text{ cm}^4$$

$$F_v = \frac{5}{384} \times \frac{12.14 \times 3.8^4 \times 10^3}{10818.86 \times 10^6 \times 70650.64 \times 10^{-8}} = 0.76$$

$$F = 0.0043 \text{ Cm} < \bar{F} = 1.01 \text{ Cm} \rightarrow \text{condition vérifier.}$$

➤ **Conclusion**

Le ferrailage retenu est le suivant :

➤ **Les armatures aux appuis :**

Armatures principales : $A_a = 4\text{HA}10$; $S_t = 25\text{cm}$

Armatures de répartition: $A_a = 4\text{HA}10$; $S_t = 25\text{cm}$

➤ **Les armatures en travée :**

Armatures principales : $A_t = 5\text{HA}12$; $S_t = 20\text{cm}$

Armatures de répartition : $A_t = 4\text{HA}10$; $S_t = 25\text{cm}$

III.5. Etude de la poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre et les réactions d'appuis du palier. Elle est partiellement encadrée à ses deux extrémités dans les poteaux le calcul s'effectue en flexion simple.

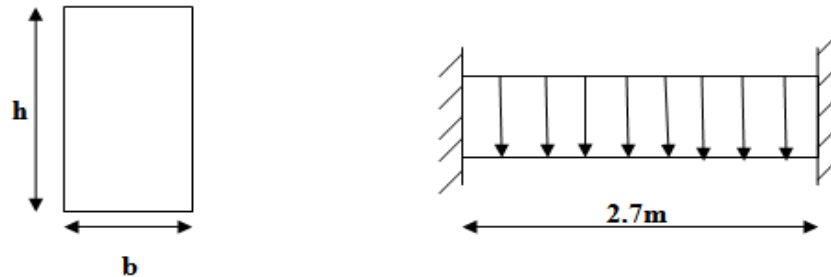


Figure III.5.1: Schéma de la poutre palière.

III.5.1. Pré dimensionnement

➤ Hauteur

La hauteur de la poutre palière est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

L_{\max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis ; $L_{\max} = 270$ cm

$$\frac{270}{15} \leq h_t \leq \frac{270}{10} \rightarrow 18 \text{ cm} \leq h_t \leq 27 \text{ cm}$$

On prend: $h_t = 25$ cm

➤ La largeur

La largeur des poutres a donne par :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \rightarrow 10 \leq b \leq 17,5 \text{ cm}$$

On prend: $b = 20$ cm

Notre poutre palière a pour dimensions $(b \times h) = (20 \times 25)$

➤ Vérifications des conditions des RPA (Art 7.5.1 RPA99/version 2003)

$B \geq 20$ cm $\rightarrow b = 20$ cm = 20 cmcondition vérifiée.

$h \geq 30$ cm $\rightarrow h_t = 25$ cm ; mais h peut-être ramené à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voile.....condition vérifiée.

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{25}{20} = 1.25 \leq 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.5.2. Détermination des charges

- Poids propre de la poutre : $G_1 = 0,20 \times 0,25 \times 25 = 1.25 \text{ KN/ m}$
- Poids propre du mur extérieur : $G_2 = 2.85 \times (1.53 - 0.35) = 3.36 \text{ KN/ m}$
- Réaction du palier à l'ELU : $T_u = 30.946 \text{ KN}$
- Réaction du palier à l'ELS : $T_s = 22.40 \text{ KN}$

III.5.3. Calculs à l'ELU

➤ Combinaison des charges :

$$q_u = 1,35 \times (G_1 + G_2) + T_u$$

$$q_u = 1,35 \times (1.25 + 3.36) + 30.946 = 37.17 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul des efforts internes

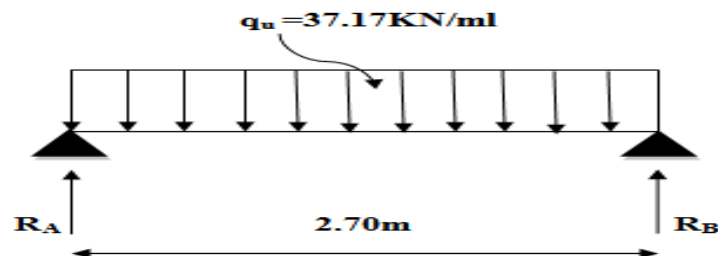


Figure III.5.2: Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

• Réactions d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{37.17 \times 2.7}{2} \rightarrow R_A = R_B = 50.18 \text{ KN}$$

• Moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{37.17 \times 2.70^2}{8}$$

$$M_0 = 33.871 \text{ KN.m}$$

En tenant compte l'effet de semi encastrement

$$M^a = -0.3M_0 = -0.3 \times 33.871 = -10.161 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0.85M_0 = 0.85 \times 33.871 = 23.790 \text{ KN.m}$$

• Effort tranchant

$$T_{\max} = R_A = R_B = 50.18 \text{ KN}$$

➤ Diagramme des efforts interne

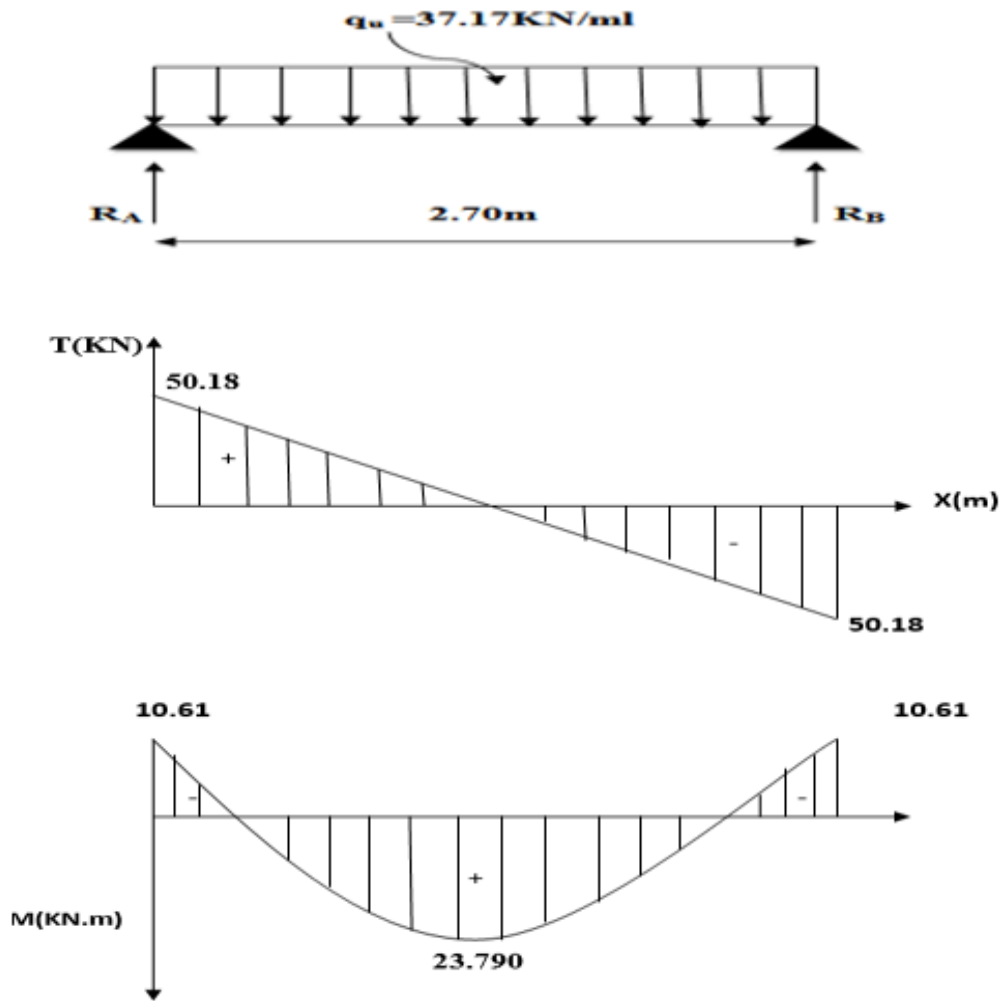


Figure III.5.3 : diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.5.4.Ferrailage

➤ Aux appuis

$$M^a = 10.161 \text{ KN.m}$$

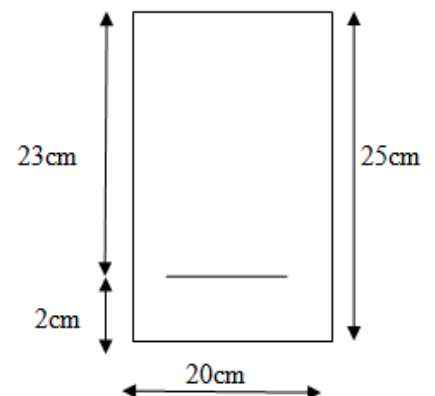
$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.161 \times 10^6}{200 \times 230^2 \times 14.2} = 0.067$$

$$\mu_b = 0.066 \leq \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.067 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.965$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10.161 \times 10^6}{0.965 \times 230 \times 340} = 1.34 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²**



➤ **En travée**

$$M^t = 23.790 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{23.790 \times 10^6}{200 \times 230^2 \times 14.2} = 0.158$$

$$\mu_b = 0.158 \leq \mu_l = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.158 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.914$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{23.790 \times 10^6}{0.914 \times 230 \times 340} = 3.32$$

Soit : **4HA12= 4.52cm²**

III.5.5. Vérification à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1 / BAEL 91)**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec: } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 20 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 0.555 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis**

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.555 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \mathbf{\text{condition vérifiée.}}$$

- **En travée**

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.555 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \mathbf{\text{condition vérifiée.}}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1.211/BAEL 91/modifiée 99)**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{bd} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{50.18 \times 10^3}{200 \times 230} = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \mathbf{\text{condition vérifiée.}}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.313/BAEL 91/modifiée 99)**

➤ **Sur le béton**

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab \quad \text{avec } a = 0.9d = 0.9 \times 23 = 20.7$$

$$0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 207 \times 200 = 276000\text{N} = 276\text{KN}$$

$$T_{\max} = 50.18\text{KN} \leq 276\text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sur les aciers**

$$A_{st} \geq A_{\min} = \left(T_{\max} - \frac{M_a^{\max}}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{\min} = \left(50.18 - \frac{10.161}{0.9 \times 0.23} \right) \times \frac{1.15}{400} = 0.003\text{cm}^2$$

$$A_{st} = 4.52\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 0.003\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

D. Vérification de l'adhérence aux appuis (BAEL91 Art A.661.3)

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

$$T_{u\max} = 50,18\text{KN}$$

Ψ_s : coefficient de scellement

$$\Psi_s = 1,5 \text{ (barre de haute adhérence)}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{50.18 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 150.72} = 1.61 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.61 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa C.V (pas de risque d'entraînement des barres)}$$

➤ **Armatures transversales [Art A.7.2, 21/BAEL 91 modifie 99]**

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b_0}{10} \right\}$$

\emptyset_t : Diamètre des armatures transversales.

\emptyset_l : Diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{250}{35}; \phi_1; \frac{200}{10} \right\} = \{7.14; 10; 20\}$$

On adopte : $\phi_t = 8\text{mm}$

- **Espacement des armatures transversales**

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{0.9 \times 23; 40 \text{ cm}\} = 20.7 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérification selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2)**

Selon le RPA 99 l'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- **Aux appuis**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = \min \left\{ \frac{25}{4}; 12 \times 1; 30 \right\} = 6.25 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 6 \text{ cm}$

- **En travée**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 12.5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 12 \text{ cm}$

III.5.6. Calculs à l'ELS

➤ **Combinaison des charges :**

$$q_s = G_1 + G_2 + T_s$$

$$q_s = 1.25 + 3.36 + 22.40 = 27.01 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des efforts internes**

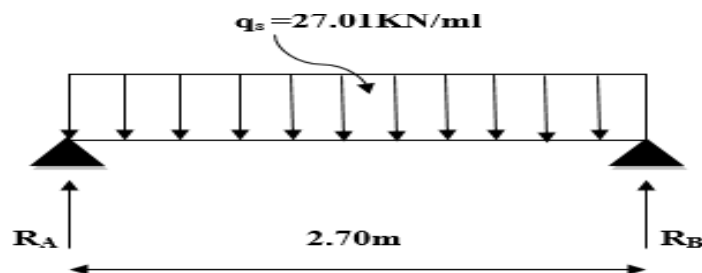


Figure III.5. 4 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.

- Réactions d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{27.01 \times 2.7}{2} \rightarrow R_A = R_B = 36.46 \text{ KN}$$

- Moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{27.01 \times 2.7^2}{8}$$

$$M_0 = 24.61 \text{ KN.m}$$

En tenant compte l'effet de semi encastrement

$$M^a = -0.3M_0 = -0.3 \times 24.61 = -7.383 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0.85M_0 = 0.85 \times 24.61 = 20.92 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant

$$T_{\max} = R_A = R_B = 36.46 \text{ KN}$$

- Diagramme des efforts interne

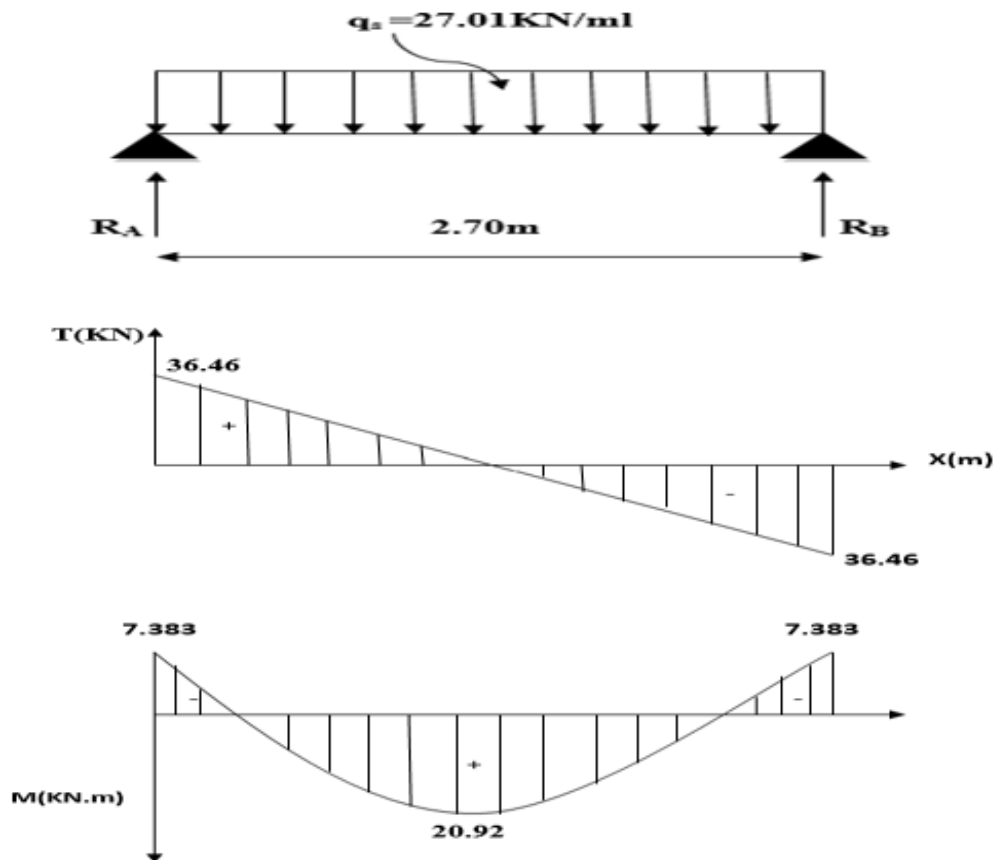


Figure III.5.4 : diagramme des efforts internes à l'ELS.

III.6.7. Vérifications à l'ELS

➤ l'état limite d'ouverture des fissurations

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ;
Alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

➤ l'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2)

La fissuration étant peu nuisible, On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

• Aux appuis

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{20 \times 23} = 0.682$$

$$\rho_1 = 0.682 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.879 \\ K_1 = 26.32 \end{array} \right.$$

▪ La contrainte dans les aciers

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{A_a \beta_1 d} = \frac{7.383 \times 10^3}{3.14 \times 0.879 \times 23} = 116.30 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 116.30 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

▪ La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{116.30}{26.32} = 4.42 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.42 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• En travée

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{20 \times 23} = 0.982$$

$$\rho_1 = 0.982 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.861 \\ K_1 = 20.97 \end{array} \right.$$

▪ La contrainte dans les aciers

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{A_a \beta_1 d} = \frac{20.92 \times 10^3}{4.52 \times 0.861 \times 23} = 233.71 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 233.71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

▪ **La contrainte dans le béton est**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{233.71}{20.97} = 11.14 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 11.14 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.25}{2.7} = 0.092 > \frac{1}{16} = 0.062 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{ts}}{10 \times M_0} \rightarrow \frac{0.25}{2.7} = 0.092 > \frac{20.92}{10 \times 24.61} = 0.085 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{4.52}{20 \times 23} = 0.00982 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01059 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Conclusion**

Le ferrailage retenu est le suivant :

• **Aux appuis :** $A_a = 4\text{HA}10$

• **En travée :** $A_t = 4\text{HA}12$

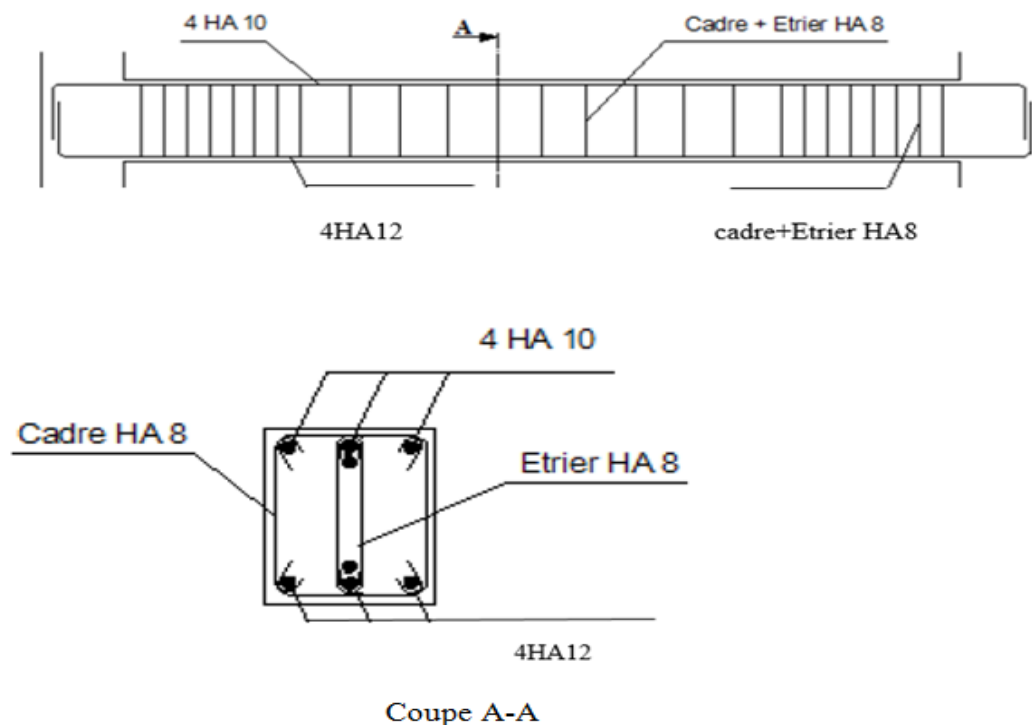


Figure III.5.5: Ferrailage de la poutre palière.

III.6. Etude de la poutre de chaînage

III.6.1. Introduction

Son rôle est de chaîner entre deux poutres principales, elle est destinée à supporter son poids propre et celui du plancher.

III.6.2. Pré dimensionnement de la poutre de chaînage

- **Hauteur**

La hauteur de la poutre de chaînage est donnée par :

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

$$L=3 \text{ m}$$

$$\frac{300}{15} \leq h_t \leq \frac{300}{10}$$

$$20\text{cm} \leq h_t \leq 30 \text{ cm}$$

On prend : **$h_t = 30 \text{ cm}$**

- **Largeur**

La largeur des poutres est donnée par :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend : **$b = 25\text{cm}$**

➤ **Vérifications des conditions des RPA (Art 7.5.1 RPA99 / version 2003)**

$$b \geq 20\text{cm} \rightarrow b = 25 \text{ cm} \geq 20\text{cm}$$

$$h_t \geq 30\text{cm} \rightarrow h_t = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{25} = 1.2 < 4$$

→ **Condition vérifiée.**

III.6.3. Détermination des charges et surcharges

- Poids propre de la poutre : $G_1 = 0,30 \times 0,25 \times 25 = 1.87 \text{ KN/ml.}$
- Poids propre du mur : $G_2 = 2.85 \times (2.89 - 0.35) = 7.24 \text{ KN/ml.}$
- Poids propre du plancher : $G_3 = 5,06 \times (0.65 / 2) = 1.64 \text{ KN/ml.}$
- La surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \times (0,65 / 2) = 0.487 \text{ KN/ml.}$

➤ **Combinaison des charges a LELU**

$$q_u = 1,35 \times (G_1 + G_2 + G_3) + 1,5 Q$$

$$q_u = 1,35 \times (1,87 + 7,24 + 1,64) + 1,5 \times 0,49 = 15,25 \text{ KN / ml}$$

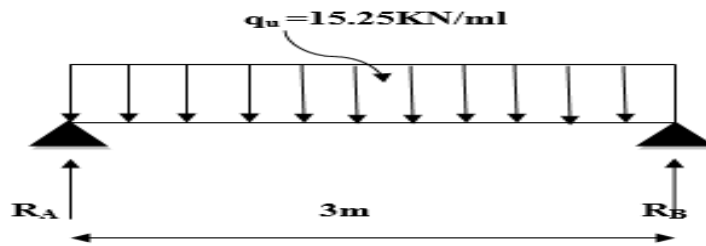


Figure III.6.1 : Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.

- **Moment isostatique**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{15,25 \times 3^2}{8} = 17,16 \text{ KN.m}$$

On tenant compte l'effet de semi encastrement

- **Aux appuis:** $M_a = (-0,3) M_0 = (-0,3) \times 17,16 = -5,15 \text{ KN.M}$
- **En travée:** $M_t = (0,85) M_0 = (0,85) \times 17,16 = 14,59 \text{ KN.m}$

- **Les réactions appuis**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15,25 \times 3}{2} = 22,88 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant**

$$T_A = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15,25 \times 3}{2} = 22,88 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-q_u \times l}{2} = \frac{-15,25 \times 3}{2} = -22,88 \text{ KN}$$

- **diagramme des efforts internes**

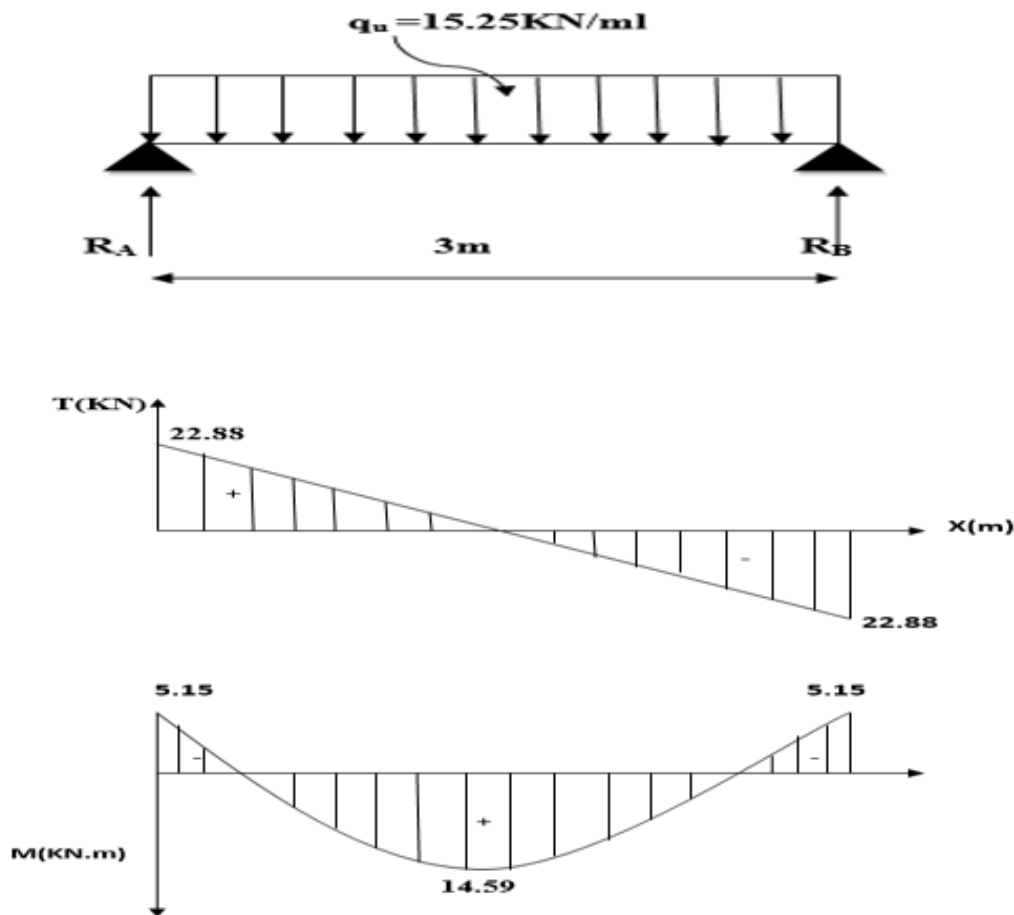


Figure III.6.2 : diagramme des efforts internes de la poutre de chaînage à l'ELU.

III.6.4.Ferraillage

➤ Aux appuis

$$M_a = -5.15 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} \text{ avec } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 ; \sigma_{st} = 348$$

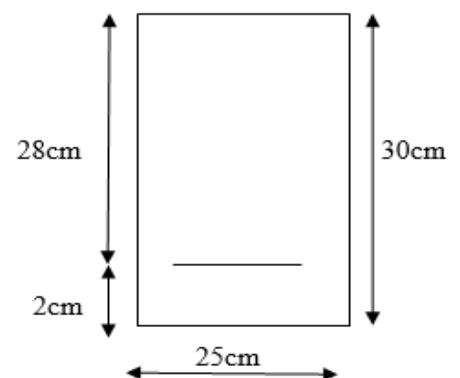
$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5.15 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.019 \leq 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.019 \rightarrow \beta = 0.990$$

• Armatures principales :

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.15 \times 10^3}{0.990 \times 28 \times 348} = 0.53 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$



➤ En travée

$$M_t = 14,59 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{14.59 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.052 \leq 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.052 \rightarrow \beta = 0.973$$

- **Armatures principales**

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14.59 \times 10^3}{0.973 \times 28 \times 348} = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

III.6.5. Vérifications à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité (BAEL91. Art A.4.2.1)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis**

$$\text{Armatures principales : } A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.84 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée**

$$\text{Armatures principales : } A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.84 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement)(BAEL91 ArtA.5.1.2)**

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$V_{\text{umax}} = 22,88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{22.88 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \left\{ 0.2 \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,3 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'adhérence aux appuis (BAEL91 Art A.661.3)**

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

$$V_{u\max} = 22,88\text{KN}$$

Ψ_s : coefficient de scellement

$$\Psi_s = 1,5 \text{ (barre de haute adhérence)}$$

ΣU_i : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{22,88 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 0,80 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,80 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Vérification de l'ancrage des barres**

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

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 42,32\text{cm}$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,23/BAEL 91modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale **0,4 L_s** pour les aciers **HA**.

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,93\text{cm} = 17\text{cm.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant**

• **sur le béton**

On doit vérifier :

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b_0 \text{ avec: } a = 0,9d = 0,9 \times 28 = 25,2 \text{ cm}$$

$$0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 25 \times 25,2 \times 10^{-1} = 420\text{KN}$$

$$V_u^{\max} = 22,88\text{KN} \leq 420 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sur les aciers**

$$A_{sa} \geq A_{\min} = \left(V_u^{\max} - \frac{M_a^{\max}}{0,9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{\min} = \left(22,88 - \frac{5,15}{0,9 \times 28} \right) \times \frac{1,15}{400} = 0,065\text{cm}^2$$

$$A_{sa} = 1,50\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 0,065\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.6.6. Calcul les armatures transversales

➤ Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1 \right\}$$

h_t : hauteur totale de la poutre ($h_t=35\text{cm}$).

ϕ_1 : diamètre maximal des armatures longitudinales.

B : largeur de la poutre ($b=25\text{cm}$).

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{300}{35}; \frac{250}{10}; 12 \text{ mm} \right\} = 8.57 \text{ mm}$$

On opte pour un cadre et un étrier en **HA8**

➤ L'espacement maximal des armatures transversales

$$S_t^{\max} \leq \min\{0.9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t^{\max} \leq \min\{0.9 \times 28; 40 \text{ cm}\} = 25.2 \text{ cm}$$

soit $S_t^{\max} = 25 \text{ cm}$

➤ La section minimale d'armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa}$$

$$A_t^{\min} = \frac{0.4b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 25 \times 25}{400} = 0.62 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ Exigence du RPA99(Art.7.5.2) d'espacement entre les barres

- **Armatures longitudinales**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute la section.

$$A_l = A_t + A_a = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 3.39 + 3.39 = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$0,5 \% \text{ de la section} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 6.78 \text{ cm}^2 > 0,5 \% \text{ de la section} = 3.75 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Armatures transversales**

- **En zone nodale (appuis)**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4} = 7.5 \text{ cm}; 12 \times 1 = 12 \text{ cm} \right\} = 7.5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 7 \text{ cm}$

- **En zone courante (travée)**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} : \text{soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

• **Quantité d'armature transversale**

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 25$$

$$A_t = 1,50 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,125 \text{ cm}^2$$

III.6.7. Calculs à l'ELS

➤ **Combinaison des charges**

$$q_s = G + Q = (G_1 + G_2 + G_3) + Q$$

$$q_s = (1,87 + 7,24 + 1,64) + 0,49 = 10,75 + 0,49 = \mathbf{11,24 \text{ kN / ml}}$$

➤ **Calcul des efforts internes à l'ELS**

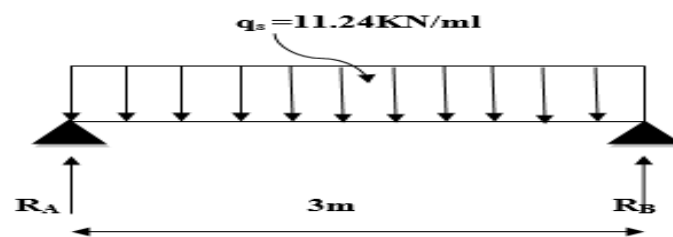


Figure III.6.3 : Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELS.

• **Moment isostatique**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{11,24 \times 3^2}{8} = 12,65 \text{ KN.m}$$

On tenant compte l'effet de semi encastrement

Aux appuis: $M_a = (-0,3) M_0 = (-0,3) \times 12,65 = -3,80 \text{ KN.M}$

En travée: $M_t = (0,85) M_0 = (0,85) \times 12,65 = 10,75 \text{ KN.m}$

• **Les réactions appuis**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{11,24 \times 3}{2} = 16,86 \text{ KN}$$

• **Effort tranchant**

$$T_A = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{11,24 \times 3}{2} = 16,86 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-q_u \times l}{2} = \frac{-11,24 \times 3}{2} = -16,86 \text{ KN}$$

➤ Diagramme des efforts interne à l'ELS

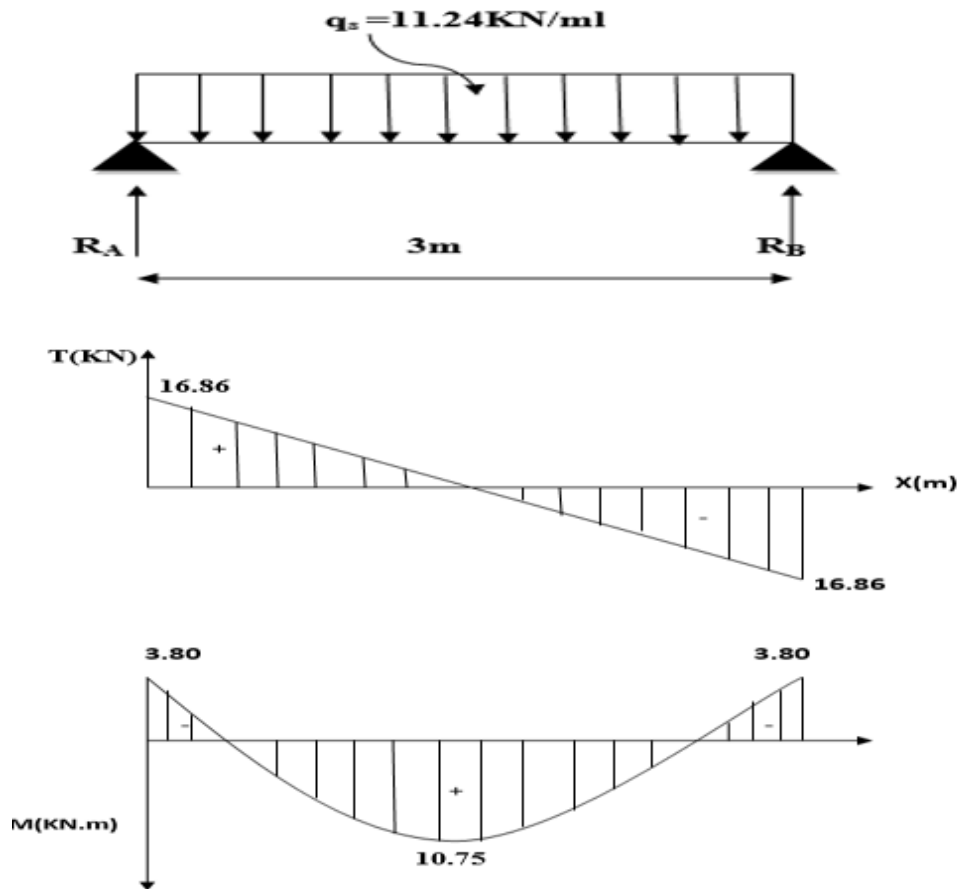


Figure III.6.4: diagramme des efforts internes de la poutre à deux appuis à l'ELS.

III.6.8. Vérifications à l'ELS

1) l'état limite d'ouverture des fissurations

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; Alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

2) l'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2)

La fissuration étant peu nuisible, On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

➤ Aux appuis

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 1.50}{25 \times 28} = 0.214$$

$$\rho_1 = 0.214 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.925 \\ K_1 = 51.67 \end{array} \right.$$

- **La contrainte dans les aciers**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{A_a \beta_1 d} = \frac{3.80 \times 10^3}{1.50 \times 0.925 \times 28} = 97.81 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 97.81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{97.81}{51.67} = 1.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.89 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484$$

$$\rho_1 = 0.484 \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.895 \\ K_1 = 32.62 \end{cases}$$

- **La contrainte dans les aciers est**

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{A_a \beta_1 d} = \frac{10.75 \times 10^3}{3.39 \times 0.895 \times 28} = 126.54 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 126.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{126.54}{32.62} = 3.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.88 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.30}{3} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.06 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_{ts}}{10 \times M_0} \rightarrow \frac{0.30}{3} = 0.1 > \frac{10.75}{10 \times 12.65} = 0.085 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{25 \times 28} = 0.0048 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01059 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

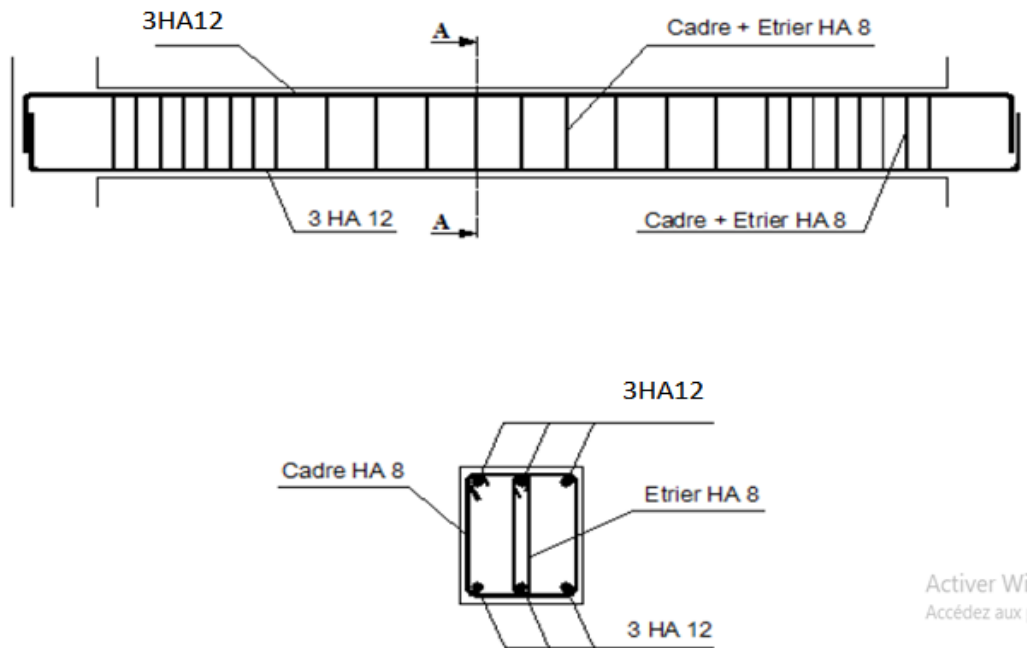


Figure III.6.5 : Ferrailage de la poutre de chaînage reposant sur deux appuis

III.7. Calcul de la salle machine

III.7.1.Introduction

Un ascenseur est un transport vertical assurant le déplacement des personnes ou des charges vers les différents étages de l'immeuble.

Les ascenseurs (ou monte-charge) sont constitués de trois éléments essentiels :

- Le mécanisme d'entraînement constitué du moteur, du réducteur et du frein.
- La cabine.
- Le contrepoids.

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure, un ascenseur a été prévu. La surface de sa cabine est ($1.40 \times 1.30 = 1.82 \text{ m}^2$); la charge totale que le système de levage transmet est estimé à 10 tonnes ($p = 100 \text{ KN}$) répartie sur une surface de $(80 \times 80) \text{ cm}^2$. La surcharge d'exploitation Q est prise égale à **1 KN/m²**.

III.7.2. Calcul de la dalle pleine

La dalle n'est pas continue.

$$L_y = 140 \text{ cm}; L_x = 130 \text{ cm} \rightarrow S = 1.82 \text{ m}^2$$

$$h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{130}{30} = 4.33 \text{ cm}$$

NB: le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$, ainsi, nous adoptons une hauteur: $h_t = 15 \text{ cm}$

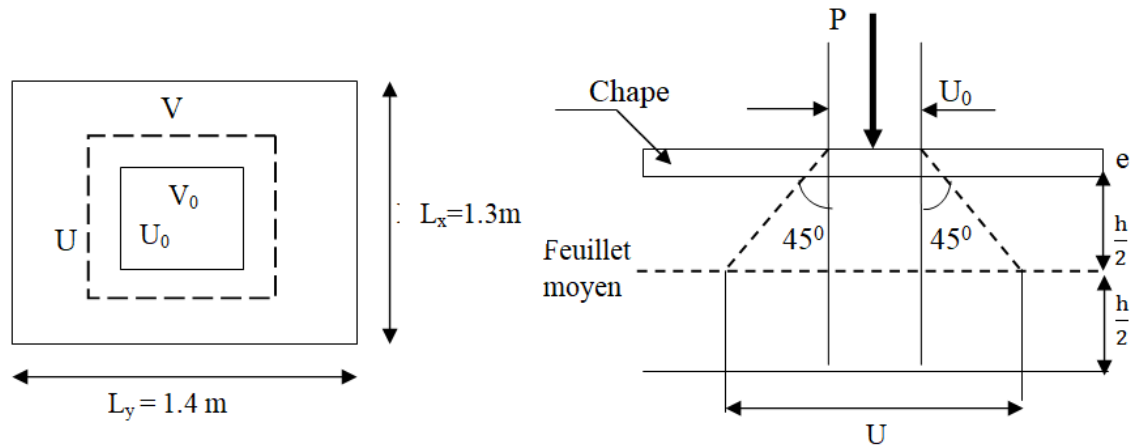


Figure III.7.1: diffusion de la charge au niveau du feuillet moyen.

Épaisseur de la dalle : $e_p = 15 \text{ cm}$

Épaisseur du revêtement : $e = 5 \text{ cm}$

$$P = \frac{L_x}{L_y} = \frac{130}{140} = 0.93$$

Nous avons: $U = U_0 + 2 \cdot \epsilon_r \cdot e + h_t$

$$V = V_0 + 2 \cdot \epsilon_r \cdot e + h_t$$

Avec : h_t : épaisseur de la dalle ($h_t = 15 \text{ cm}$).

ϵ_r : coefficient dépendant de la nature de revêtement ($\epsilon_r = 1$).

e : épaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$).

($U_0 \times V_0$): surface de contact ($V_0 = 110 \text{ cm}$; $U_0 = 120 \text{ cm}$)

Donc : $V = 110 + (2 \times 5) + 15 = 135 \text{ cm}$

$U = 120 + (2 \times 5) + 15 = 145 \text{ cm}$

III.7.3 Détermination des sollicitations

➤ À L'ELU

Poids propre de la dalle $G = 0.15 \times 25 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$.

La charge d'exploitation Q est prise égale à 1 KN/ml .

$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 100 = 135 \text{ KN}$ (charge concentrée du système de levage).

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/ml}$ (charge uniformément répartie).

➤ À L'ELS

$$P_s = P = 100 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

III.7.4. Calcul à l'état limite ultime (ELU)➤ Les moments M_{X1} , M_{Y2} engendré par le système de levage

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1m de largeur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

$$M_{x1} = Pu (M_1 + vM_2) ; M_{y1} = Pu (M_2 + vM_1)$$

$$v : \text{coefficient de poisson} \quad \left. \begin{array}{l} \text{à l'ELU } v=0 \\ \text{à l'ELS } v=0.2 \end{array} \right\}$$

M_1 et M_2 : coefficients données en fonction de :

$$\left(\rho; \frac{u}{l_x}; \frac{v}{l_y} \right) \text{ à partir des abaques de PIGEAUD}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{130}{140} = 0.9 ; \frac{u}{L_x} = 0.92 ; \frac{v}{L_y} = 0.86$$

$$\begin{array}{l} \bullet \frac{u}{L_x} = 0.9 \rightarrow M'_1 = 0.055 \\ \bullet \frac{v}{L_y} = 0.8 \rightarrow M'_2 = 0.043 \end{array} \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{u}{L_x} = 1 \rightarrow M''_1 = 0.046 \\ \frac{v}{L_y} = 0.9 \rightarrow M''_2 = 0.035 \end{array} \right.$$

$$\Delta \left(\frac{u}{L_x} \right) = 1 - 0.9 = 0.1$$

$$\Delta M_1 = 0.046 - 0.055 = -0.009$$

$$\Delta M_2 = 0.035 - 0.043 = -0.008$$

$$\Delta \left(\frac{u}{L_x} \right) = 0.92 - 0.9 = 0.02$$

$$\Delta M_1 = \frac{0.02 \times (-0.009)}{0.1} = -0.0018$$

$$\Delta \left(\frac{v}{L_y} \right) = 0.86 - 0.8 = 0.06$$

$$\Delta M_2 = \frac{0.06 \times (-0.008)}{0.1} = -0.0048$$

$$\begin{array}{l} M_1 = 0.055 - 0.0018 = 0.053 \\ M_2 = 0.043 - 0.0048 = 0.0382 \end{array} \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.0532 \\ M_2 = 0.0382 \end{array} \right.$$

➤ **Système de levage**

• **À l'ELU**

$$M_{X1} = P_u \cdot M_1 \quad \text{et} \quad M_{Y1} = P_u \cdot M_2$$

$$M_{X1} = P_u \cdot M_1 = 135 \times 0,0532 = 7,182 \text{KN.m}$$

$$M_{Y1} = P_u \cdot M_2 = 135 \times 0,0382 = 5,157 \text{KN.m}$$

➤ **Dalle pleine**

• **Calcul de M_{X2} et M_{Y2} dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine**

Nous avons : $0.4 \leq \rho = 0.93 \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les 2 sens (L_x et L_y).

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur. Les moments sont donnés par les formules:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{X2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{Y2} = \mu_y \cdot M_{X2} \end{array} \right.$$

Avec : M_{X2} : le moment fléchissant dans le sens de L_x

M_{Y2} : le moment fléchissant dans le sens de L_y

μ_x et μ_y : coefficients données en fonction de ρ et ϑ

Pour :

$$\begin{array}{l} \rho = 0.93 \\ \vartheta = 0 \end{array} \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.841 \end{array} \right.$$

$$M_{X2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0428 \times 6.56 \times 1.30^2 = 0.47 \text{KN.m}$$

$$M_{Y2} = \mu_y \cdot M_{X2} = 0.841 \times 0.47 = 0.40 \text{KN.m}$$

➤ **Super position des moments agissant au centre du panneau**

$$M_X = M_{X1} + M_{X2} = 7.182 + 0.47 = 7,652 \text{KN.m}$$

$$M_Y = M_{Y1} + M_{Y2} = 5.157 + 0.40 = 5.557 \text{KN.m}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de **15%(0.85)** en travée et **70%(0.3)** aux appuis.

- **Sens L_X:**

En travées : $M_{xt}=0.85 \times 7.652 = 6.50 \text{ N.m}$

Aux appuis : $M_{xa}=-0.3 \times 7.652 = -2.30 \text{ KN.m}$

- **Sens L_Y:**

En travées : $M_{yt} = 0.85 \times 5.557 = 4.72 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_{ya} = -0.3 \times 5.557 = -1.68 \text{ KN.m}$

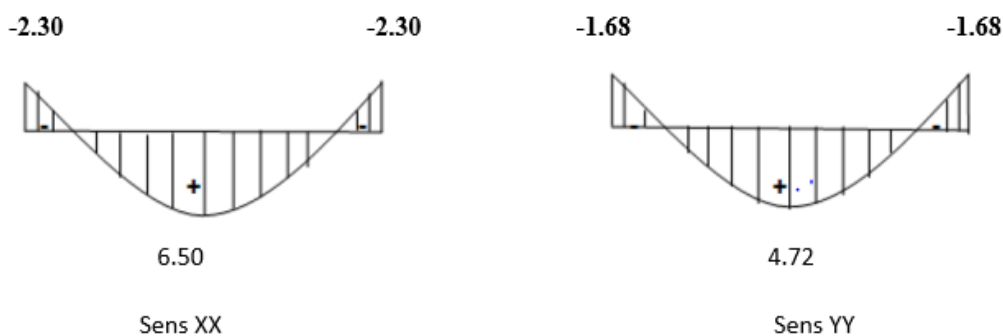


Figure III.7.2: les moments aux appuis et en travée dans les deux sens XX et YY à l'ELU.

III.7.5.Ferrailage

➤ **Les armatures dans le sens de la petite portée (X-X)**

- **Aux appuis**

$M_a = -2.30 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} \text{ avec } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 ; \sigma_{st} = 348$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2.30 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.01 \leq 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.01 \rightarrow \beta = 0.995$$

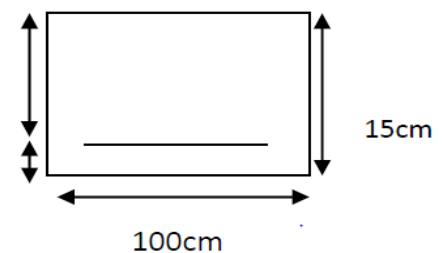
$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.30 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.51 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$; avec : un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

- **En travée**

$M_t = 6,5 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$



$$\mu_u = \frac{6.5 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.027 \leq 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.027 \rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6.5 \times 10^3}{0.986 \times 13 \times 348} = 1.46 \text{ cm}^2$$

Soit: **4HA 10** ($A_t = 3.14 \text{ cm}^2$); Avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Les armatures dans le sens de la petite portée (Y-Y)**

• **Aux appuis**

$$M_a = -1.68 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} \text{ avec } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2; \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.68 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.007 \leq 0.392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.007 \rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.68 \times 10^3}{0.996 \times 13 \times 348} = 0.37 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 4 \text{ HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$; avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

• **En travée**

$$M_t = 4.72 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{4.72 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.019 \leq 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.019 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6.5 \times 10^3}{0.990 \times 13 \times 348} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Soit: **4HA 10** ($A_t = 3.14 \text{ cm}^2$) Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

III.7.6. Vérifications à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité (BAEL91. Art A.4.2.1)**

$$A_{st \min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\begin{array}{l} \text{Sens X-X} \left\{ \begin{array}{l} A_{xt}=3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.} \\ A_{xa} =2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.} \end{array} \right. \\ \text{Sens Y-Y} \left\{ \begin{array}{l} A_{yt}=3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.} \\ A_{ya} =2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.} \end{array} \right. \end{array}$$

➤ **Espacement des barres**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes

• **Direction la plus sollicitée**

$$S_t \leq \min(2h_t, 25 \text{ cm}) = \min(30 \text{ cm}; 25 \text{ cm})$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Direction perpendiculaire**

$$S_t \leq \min(3h_t; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérifications de non poinçonnement (Art A.5.2.42/ BAEL) :**

On admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite :

$$q_u \leq 0.045 \mu_c h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c : périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

h_t : épaisseur de la dalle.

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(1.20+1.10) = 4.6 \text{ m}$$

$$q_u = 1.35 \times 100 = 135 \text{ KN} \leq 0.045 \times 4.6 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 517.5 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL modifié 99/Art A.5.5.2)**

Il faut vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

• **Au milieu de "U" nous avons**

$$T_u = \frac{P_u}{2u + v}; \text{ avec : } P_u = 135 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{135}{2 \times 1.20 + 1.10} \times 1 \text{ ml} = 38.57 \text{ KN}$$

• **Au milieu de "V" nous avons**

$$T_u = \frac{135}{3 \times 1.10} \times 1 \text{ ml} = 40.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{40.91 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.315 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.315 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.7.7. Calcul à l'état limite de service (ELS)

➤ **Les moments M_{x1} , M_{y1} engendré par le système de levage**

$$M_{x1} = P_S (M_1 + v M_2)$$

$$M_{y1} = P_S (M_2 + v M_1)$$

$$P_S = P = 100 \text{ KN} ; v = 0.2 \text{ (à l'ELS)}$$

$$M_1 = 0.0532 ; M_2 = 0.0382$$

$$M_{x1} = 100 \times (0.0532 + 0.2 \times (0.0382)) = 6.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 100 \times (0.0382 + 0.2 \times (0.0532)) = 4.12 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine**

$$\rho = 0.93 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.05 \\ \mu_y = 0.891 \end{array} \right.$$

$$\bullet M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2$$

$$\bullet M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$q_s = G + Q = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0500 \times 4.75 \times 1.30^2 = 0.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0.891 \times 0.40 = 0.37 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments agissant au centre du panneau**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.08 + 0.40 = 6.48 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.12 + 0.37 = 4.49 \text{ KN.m}$$

• **Sens L_x**

$$\text{En travées : } M_{xt} = 0.85 \times 6.48 = \mathbf{5.51 \text{ N.m}}$$

$$\text{Aux appuis : } M_{xa} = -0.3 \times 6.48 = \mathbf{-1.94 \text{ KN.m}}$$

- **Sens L_Y**

En travées : $M_{yt} = 0.85 \times 4.49 = 3.82 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_{ya} = -0.3 \times 4.49 = -1.35 \text{ KN.m}$

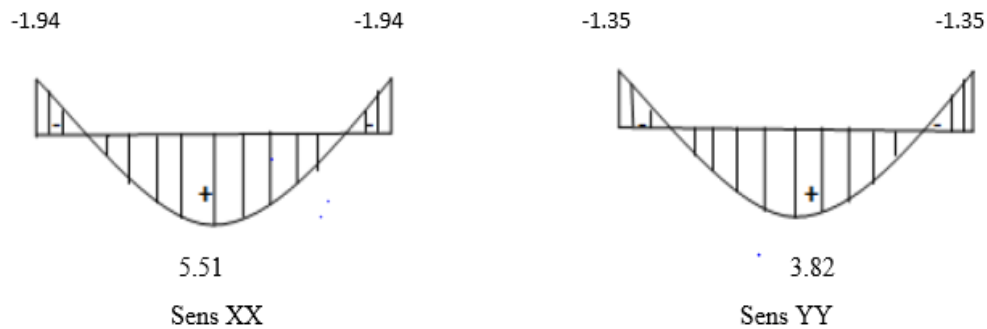


Figure III.7.3: Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens XX et YY à l'ELS.

III.7.8. Vérification à l'ELS

➤ **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers**

La fissuration étant peu nuisible, On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Aux appuis**

➤ **Sens x-x ($M_{xa} = -1.94 \text{ KN.m}$)**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155$$

$$\rho_1 = 0.155 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.935 \\ K_1 = 61.92 \end{array} \right.$$

- **La contrainte dans les aciers**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{A_a \beta_1 d} = \frac{1.94 \times 10^3}{2.01 \times 0.935 \times 13} = 79.41 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 79.41 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{79.41}{61.92} = 1.28 \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.28 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

➤ **Sens Y-Y ($M_{Xa} = -1.35 \text{ KN.m}$)**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155$$

$$\rho_1 = 0.155 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.935 \\ K_1 = 61.92 \end{array} \right.$$

- **La contrainte dans les aciers**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{A_a \beta_1 d} = \frac{1.35 \times 10^3}{2.01 \times 0.935 \times 13} = 55.26 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$\sigma_s = 55.26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

- **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{55.26}{61.92} = 0.89 \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0.89 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

- **En travée**

➤ **Sens x-x ($M_{xt} = 5.51 \text{ KN.m}$)**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242$$

$$\rho_1 = 0.242 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.921 \\ K_1 = 48.29 \end{array} \right.$$

- **La contrainte dans les aciers**

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{A_a \beta_1 d} = \frac{5.51 \times 10^3}{3.14 \times 0.921 \times 13} = 146.56 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$\sigma_s = 146.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

- **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{146.56}{48.29} = 3.03 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3.03 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

➤ **Sens Y-Y ($M_{xt} = 3.82 \text{ KN.m}$)**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242$$

$$\rho_1 = 0.242 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.921 \\ K_1 = 48.29 \end{array} \right.$$

- **La contrainte dans les aciers**

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{A_a \beta_1 d} = \frac{3.82 \times 10^3}{3.14 \times 0.921 \times 13} = 101.61 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 101.61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

- **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{101.61}{48.29} = 2.10 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.10 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

➤ **Vérification de la flèche**

On peut se dispenser de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_{ts}}{20M_x} \rightarrow \frac{15}{130} = 0.12 \geq \frac{5.51}{20 \times 6.48} = 0.043 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.005 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Conclusion**

Après tous les calculs et toutes les vérifications effectuées, on adopte les sections d'armatures suivantes :

➤ **Dans le sens X-X**

- Aux appuis: **4HA8= 2.01 cm² ; s_t=25cm.**

- En travée: **4HA10=3.14 cm² ; s_t=25cm.**

➤ **Dans le sens Y-Y**

- Aux appuis: **4HA8=2.01 cm² ; s_t=25cm.**

- En travée: $4HA10=3.14 \text{ cm}^2$; $s_t=25\text{cm}$.

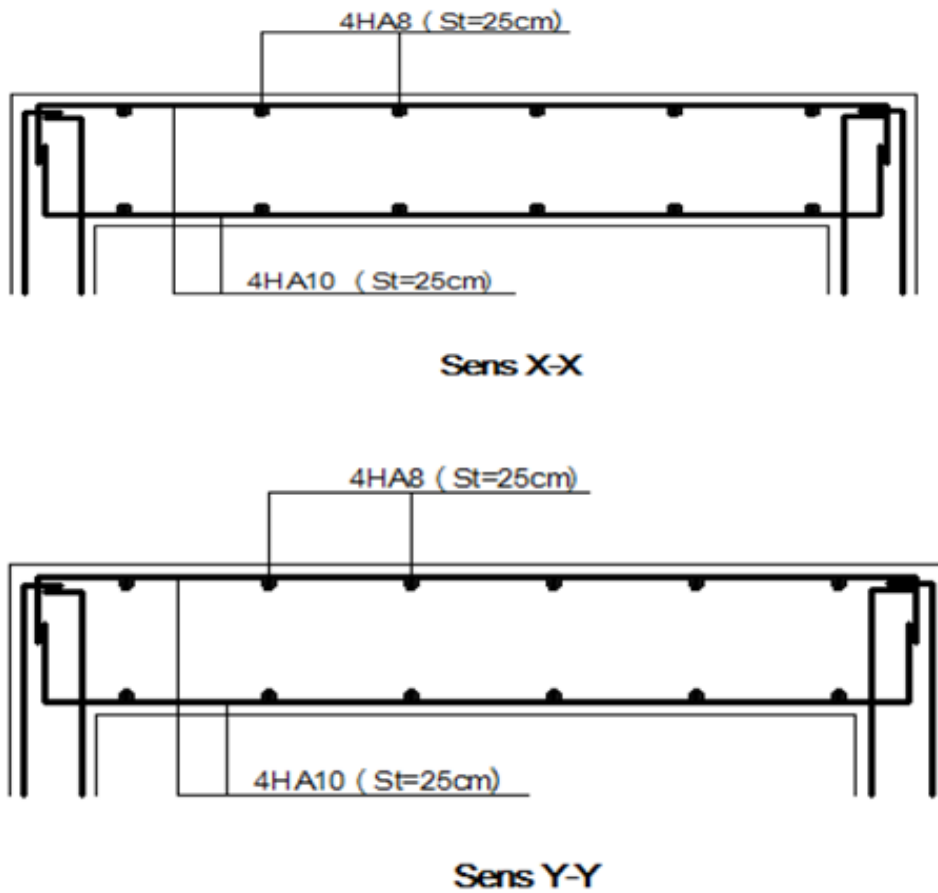


Figure III.7.4 : Plan de ferrailage de la salle machine

IV.1.Introduction

Le risque de tremblement de terre a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquelles de mouvements du sol. Par conséquent l'étude du comportement dynamique des ouvrages est importante pour mieux comprendre et prédire la réponse sismique des structures de génie civil. L'objectif de ce chapitre est de modéliser notre structure et de vérifier les exigences du RPA afin de réduire efficacement la vulnérabilité de notre ouvrage aux séismes.

IV.2 Choix de la méthode de calcul RPA99 (Art 4.1)

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- 1) par la méthode statique équivalente (dans notre cas n'est pas applicable) ;
- 2) par la méthode d'analyse modale spectrale
- 3) par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes (nécessite l'intervention de spécialistes).

La méthode qui convient dans notre cas et dans tous les cas, est la méthode modale spectrale

- **Principe Méthode Dynamique Modale Spectrale**

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

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

IV.3.modélisation de la structure

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est introduit dans un programme de calcul dynamique dont son calcul est basé sur la méthode des éléments finis.

IV.3.1 Définition d'un logiciel du calcul

Logiciel du calcul est un logiciel destiné à modéliser, analyser, dimensionner les différents types de structures et les calculer, vérifier les résultats obtenus et dimensionner les éléments spécifique de la structure à partir des plans d'architecture.

Plusieurs programmes de calcul sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures, dont ETABS, ROBOT, SAP...etc. Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS**.

IV.3.2. Les étapes de la modélisation


En général La modélisation sur ETABS consiste en les étapes suivantes :

- Choisir les unités par défaut avant de commencer (il y a lieu de choisir une unité avant d'entamer une session ETABS) ;
- Introduction de la géométrie du modèle ;
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...) ;
- Dessin du modèle ;
- Définition des charges statiques (G, Q) ;
- Définition de la charge dynamique E ;
- Introduction des combinaisons d'actions ;
- Définir l'action sismique Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragme) ;
- L'analyse dynamique et Visualisation des résultats.

➤ Huitième étape : L'analyse dynamique et Visualisation des résultats

a. l'analyse

Avant de lancer l'analyse, il y'a lieu de spécifier le nombre de modes, pour se faire, l'utilisateur doit suivre le cheminement suivant : **Analyze** → **Set AnalysisOptions** → **Set Dynamic Parameters** ensuite entrer le nombre de modes dans la case « **Number of Modes** ». Aussi, dans la boîte de dialogue « **Analysis Options** » cocher « **Full 3D** » pour une analyse en trois dimensions et « **Include P-Delta** » pour l'analyse du second ordre **P-Delta**. Pour vérifier le model, l'utilisateur doit procéder de la manière suivante **Analyze** puis **Check Model** cocher toutes les cases avant de cliquer sur OK.

Le lancement de l'analyse se fait dans **Analyze** → **Run Analysis**, à l'aide de l'icône **Run Analysis**  ou avec la touche **F5** du clavier.

IV.4. Vérifications selon les exigences du RPA

Avant de passer au ferrailage de la structure le règlement parasismique algérien exige de faire les vérifications suivantes :

- Pourcentage de masse participante ;
- Vérification de l'effort tranchant à la base ;
- Vérification au renversement ;
- Vérification de l'effort normal réduit ;
- Vérification de l'excentricité ;
- Vérification des déplacements inter étages ;
- Vérification des effets du second ordre (l'effet P- Δ).

IV.4.1 Pourcentage de masse participante

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chaque direction d'excitation est tel que la somme des masses effectuée soit égale à **90%** au moins de la masse totale.

Tableau IV.1 : périodes et participations massiques.

	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
▶	1	0,596541	75,3357	0,0261	75,3357	0,0261	0,0205	0,0205
	2	0,539258	0,0221	73,0540	75,3577	73,0800	1,0001	1,0207
	3	0,484183	0,0210	0,9826	75,3787	74,0626	74,1305	75,1511
	4	0,169942	14,0987	0,0662	89,4774	74,1288	0,0363	75,1874
	5	0,151737	0,0814	14,5458	89,5588	88,6746	0,2041	75,3915
	6	0,133383	0,1073	0,2103	89,6661	88,8849	14,0444	89,4358
	7	0,079349	5,0945	0,0314	94,7606	88,9163	0,0461	89,4820
	8	0,068441	0,0273	5,6047	94,7879	94,5210	0,0771	89,5591
	9	0,059814	0,0450	0,0722	94,8329	94,5933	5,2874	94,8465
	10	0,046727	2,4393	0,0086	97,2722	94,6019	0,0165	94,8630
	11	0,039344	0,0051	2,6448	97,2773	97,2467	0,0274	94,8904
	12	0,034353	0,0100	0,0260	97,2873	97,2728	2,4227	97,3131
	13	0,032225	1,3114	0,0016	98,5987	97,2744	0,0038	97,3169
	14	0,028189	0,0170	0,0000	98,6156	97,2745	0,0015	97,3185
	15	0,027320	0,1818	0,0001	98,7975	97,2746	0,0004	97,3188

On constate du tableau ci-dessus dans notre cas le pourcentage de la participation massique a atteint les 90% dans le **mode 8**.

- Le premier mode de vibration est une **translation** avec une mobilisation de masse de **75,33%**.

- Le deuxième mode de vibration est une **translation** avec une mobilisation de masse de **73,05 %**.
- Le troisième mode de vibration est une **torsion**.

❖ Justification vis-à-vis de contreventement

L'objet de cette classification se traduit par l'attribution d'une valeur numérique du coefficient de comportement R pour chacune des catégories (Tableau 4.3 du RPA 99).

➤ Forces horizontales

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement (voiles et portiques ou voiles uniquement) sont donnés par le logiciel ETABS comme suit :

• Voiles et portiques

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	18,0954	0
End Point	-3,4033	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	7,346	1,4525	0,	179,4554

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	796,9538	17,9684	1,973E-11	0,	0,	0,
Moment	200,1682	12129,5512	3264,1423	0,	0,	0,

Close Refresh

Figure IV.1 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens Ex.

- **Voile uniquement**

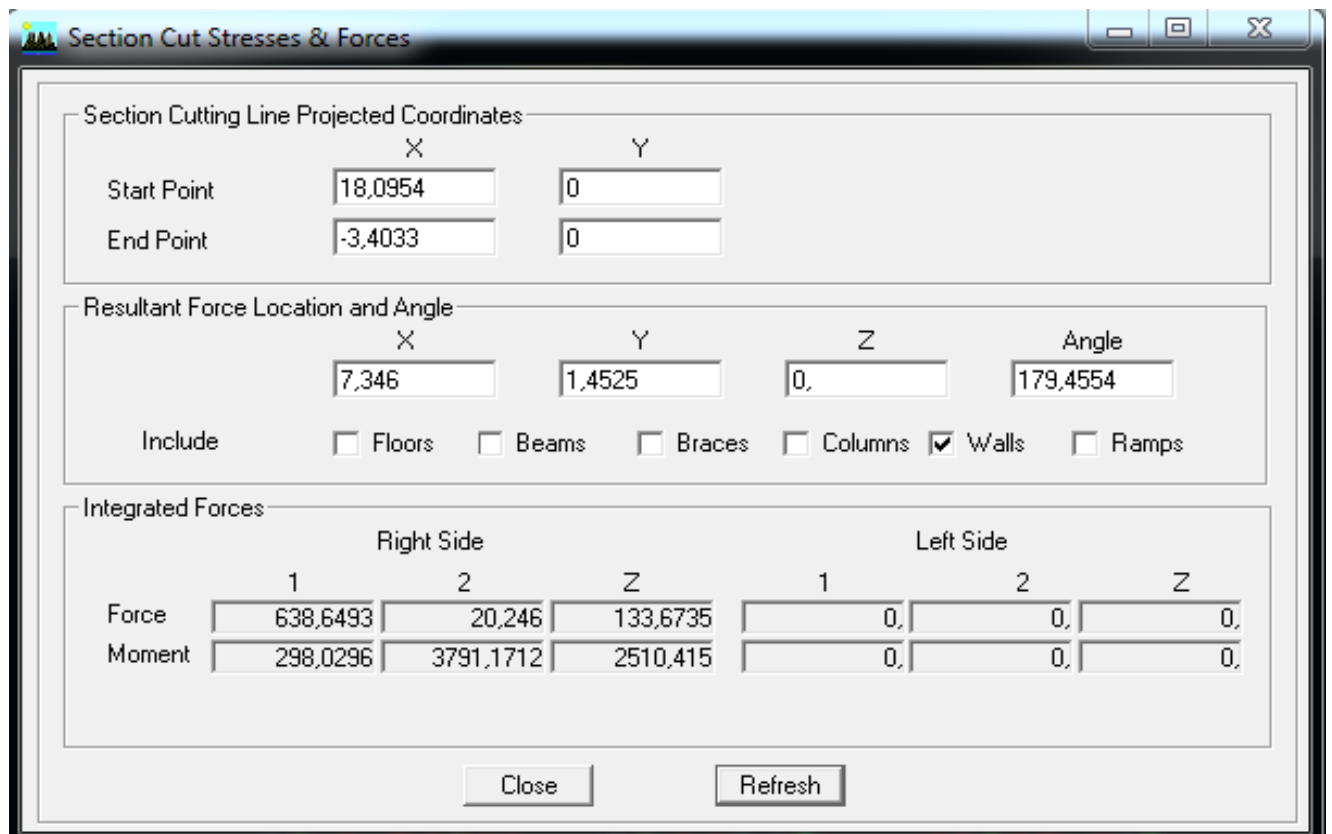


Figure IV.2 : Charges horizontales reprises par les voiles.

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ex	796,95	638,64	80,14	19,86

- **Voiles et portiques**

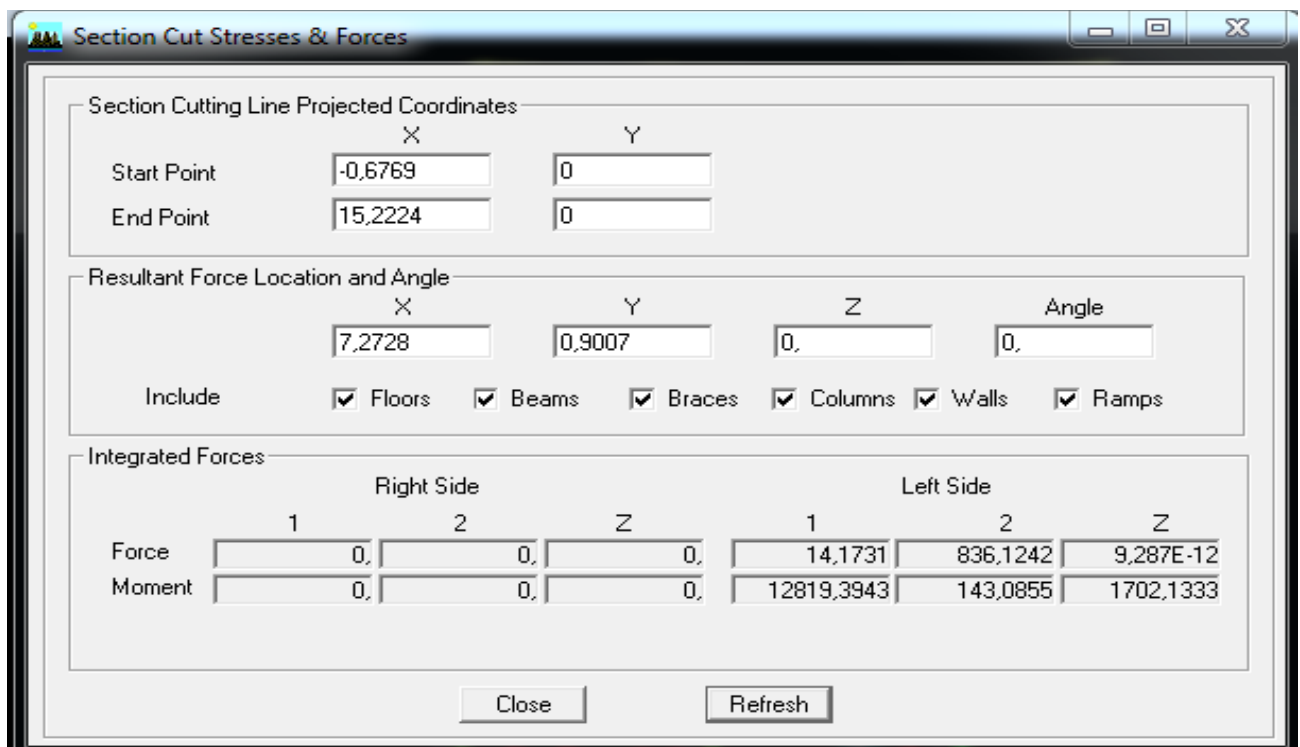


Figure IV.3 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY.

- **Voile uniquement**

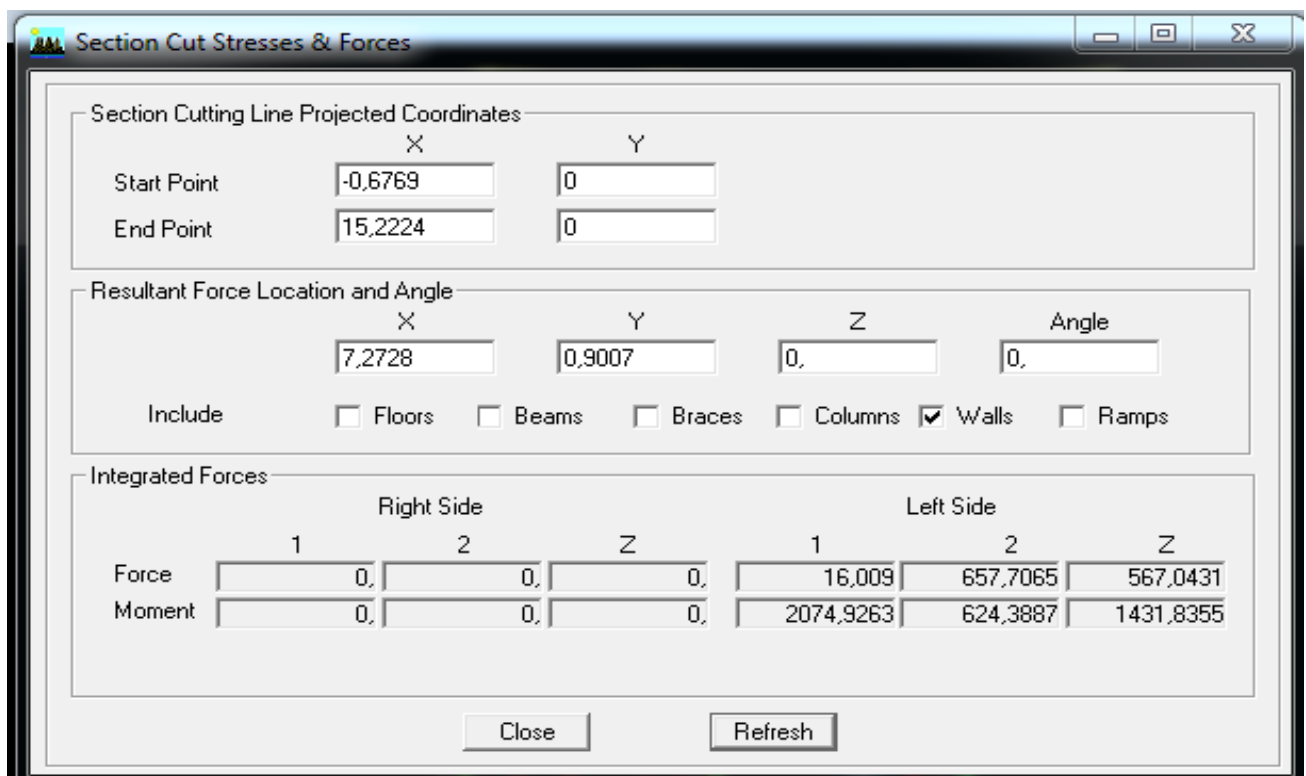


Figure IV.4 : Charges horizontales reprises par les voiles.

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
EY	836.12	657.70	78.66	21.34

➤ **Forces verticales**

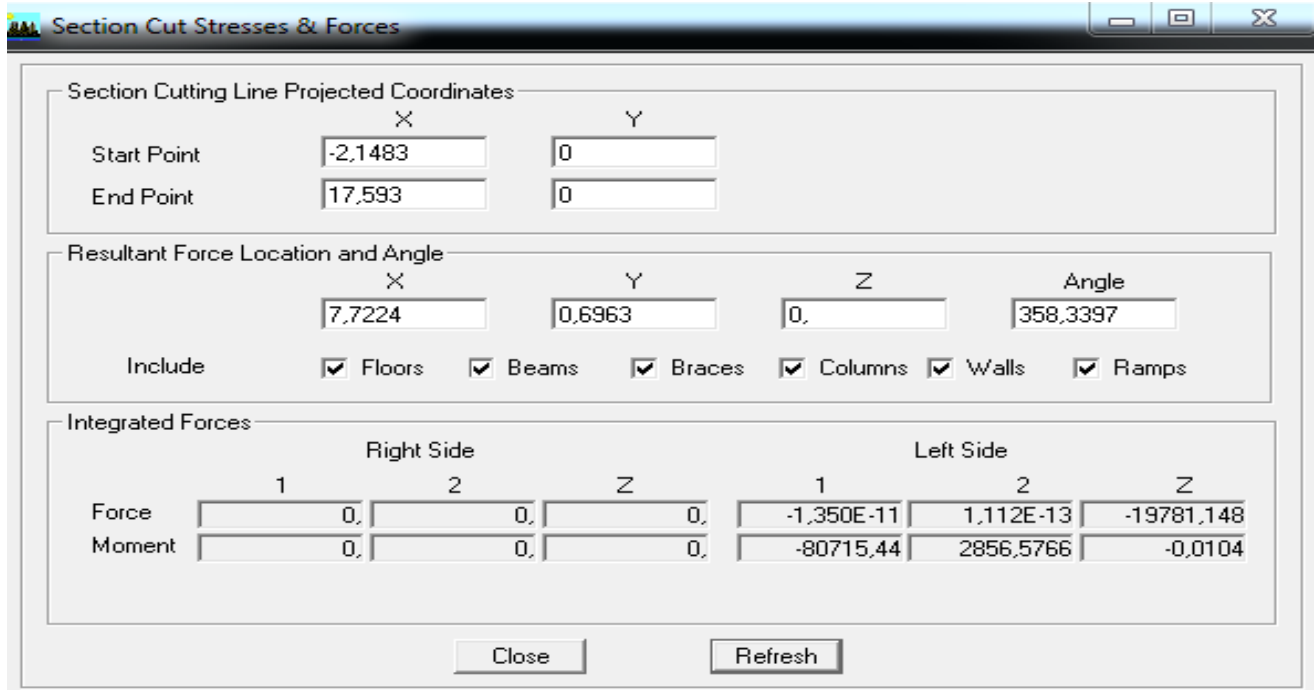


Figure IV.5 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens Z.

• **Voile uniquement**

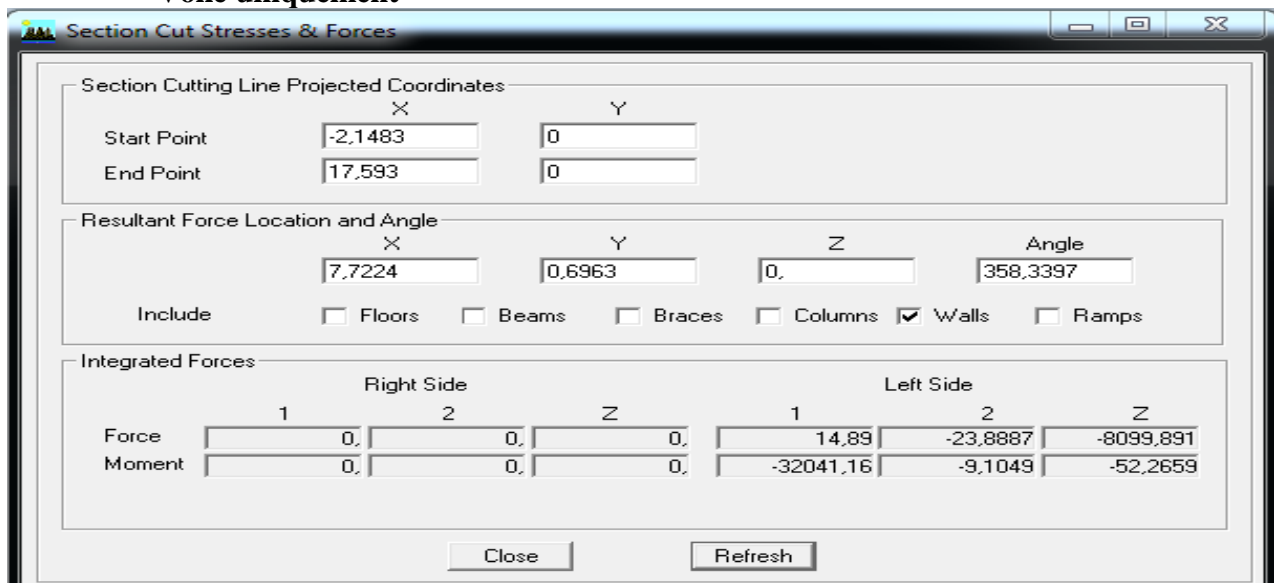


Figure IV.6 : Charges horizontales reprises par les voiles.

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
ELU	19781.4	8099.89	40.95	59.05

D'après les résultats représentés dans le tableau des efforts verticaux on remarque que pour tous les étages les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Selon les résultats représentés dans les deux tableaux des efforts horizontaux on remarque que les voiles reprennent presque la totalité des sollicitations dues aux charges verticales

- Donc suivant l'article 3.4 de RPA 99/2003 qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un système de contreventement par voiles porteurs, son coefficient de comportement est pris $R=3.5$ d'après le tableau 4.3 de RPA 99/2003.

IV.4.2.Vérification de l'effort tranchant à la base (résultante des forces sismiques de calcul) RPA 99 modifiée2003 (Art 4.2.3)

La résultante des forces sismiques à la base 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, autrement dit : $V_t \geq 0.8 \times V$

Avec :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{Formule (4.1) de l'RPA99 modifiée 2003 (l'Art. 4.2.3).}$$

A : coefficient d'accélération de zone ;

D : facteur d'amplification dynamique ;

R : coefficient de comportement global de la structure ;

Q : facteur de qualité ;

W : poids total de la structure.

- **Calcul du facteur de qualité (Q)**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- a) La régularité en plan et en élévation ;
- b) Conditions minimales sur les files du Contreventement ;
- c) Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.

Il est calculé par la formule suivante :

$Q = 1 + \sum p_q$ **Formule (4.4) de l' RPA99 modifiée 2003 (l'Art.4.2.3).**

Avec : p_q : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs des pénalités sont résumées dans le tableau ci-dessous :

▪ **Sens X-X**

Tableau IV.2 : valeurs des pénalités P_q Sens longitudinal

Critère q	Observation	pénalité
Régularité en plan	CNV	0,05
Régularité en élévation	CV	0
Conditions minimales sur les files du Contreventement	CNV	0,05
Redondance en plan	CV	0
Somme	0	
$Q_x = 1 + \sum p_q$	1,10	

▪ **Sens Y-Y**

Tableau IV.3 : valeurs des pénalités P_q Sens transversal.

Critère q	Observation	pénalité
Régularité en plan	CNV	0.05
Régularité en élévation	CV	0
Conditions minimales sur les files du Contreventement	CNV	0,05
Redondance en plan	CV	0
Somme	0	
$Q_y = 1 + \sum p_q$	1.10	

➤ **Remarque**

D'où la valeur de Q à introduire dans le spectre de réponse est la plus défavorable

Qui est : $Q = 1,10$.

Pour calculer le facteur d'amplification dynamique D, il faut d'abord calculer la période fondamentale qui correspond à la petite des valeurs obtenue par les formules (4-6) et (4-7) de l' RPA99 modifiée 2003 (l'Art.4.2.3).

$$T_{\text{empirique}} = \min \left(C_T h_N^{\frac{3}{4}}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$C_T = 0.05; h_N = 21,42 \Rightarrow T_{\text{empirique}} = 0.498$$

L'article 4.2.4 du RPA postule que : les valeurs de T, calculer a partir des formules de RAYLEIGU ou des méthodes numérique ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{ETABS} = 0.596s < T_{calcul} = 0.647$$

$$\text{Donc } T = 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.647$$

- **Calcul du facteur d'amplification dynamique D**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{Formule (4.2) de l' RPA99 modifiée 2003 (l'Art.4.2.3).}$$

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7 de RPA T₂(S₃) = 0,5 S**

η: Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{Formule (4-3) RPA99 modifiée 2003.}$$

ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance remplissage (**Tableau 4.3 RPA99V2003**).

Avec : **ξ = 10%**

η = 0.76 ≥ 0.7 **Condition vérifiée.**

Nous avons : $T_2 \leq T = 0.596 \leq 3$ s donc :

$$2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow D = 1.69$$

➤ **Coefficient d'accélération de zone A**

A = 0, 15 (la zone IIa et Groupe d'usage 2).

• **Calcul du poids total de la structure (W)**

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi}: Le poids de niveau i revenant à la charge permanente ;

W_{Qi}: Le poids de niveau i revenant à la charge d'exploitation ;

β: Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4-5 du RPA99).

Dans notre cas et pour un bâtiment a usage habitation : **β=0.20**

Le poids total de la structure est tiré du logiciel : $W_T = 12725.23\text{KN}$

➤ **Coefficient de comportement global de la structure R**

$R = 3,5$ contreventement par voile porteur

On aura ainsi la force sismique à la base :

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.69 \times 1.1}{3.5} \times (12725,23) = 1013.83 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.69 \times 1.1}{3.5} \times (12725,23) = 1013.83 \text{ KN.}$$

➤ **L'effort tranchant à la base (déterminer du logiciel ETABS)**

	L'effort tranchant (MSE)		$0,8 \cdot V_{MSE}$	V_{logiciel}	$V_{\text{logiciel}} \geq 0,8 \cdot V_{MSE}$
Sens X-X	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} \cdot W$	1013,83	811,07	980,25	Condition vérifiée
Sens Y-Y	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} \cdot W$	1013,83	811,07	1025,04	Condition vérifiée

IV.4.3. Vérification de l'effort normal réduit RPA99 modifiée 2003 (l'Art.7.4.3)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$$

Avec :

N_d : Effort normal maximal ;

B_c : Section du poteau ;

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau IV.5: vérification de L'effort normal réduit.

Zone	Section	N(KN)	ν	Observation
Zone1	40 × 40	1118,66	0,280	condition vérifiée
Zone 2	35 × 35	460,18	0,150	condition vérifiée

IV.4.4.Vérification de l'excentricité (Effet de la torsion d'axe vertical)

RPA99 modifiée 2003 (l'Art.4.2.7)

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

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

- **Excentricité théorique**

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

- **Excentricité accidentelle**

L'excentricité exigée par RPA99 modifiée 2003 est égale à 5% de la plus grande dimension du bâtiment :

$$e_{x(accid)} = 0.05 L_x = 0.05 \times 16,00 = 0,80 \text{ m}$$

$$e_{y(accid)} = 0.05 L_y = 0.05 \times 9.60 = 0.48 \text{ m}$$

On doit vérifier que : $|CM - CR| \leq 5\% L$

Tableau IV.6: vérification l'excentricité.

Story	Diaphragm	XCM	XCR	XCM- XCR	0,05L _x	YCM	YCR	YCM- YCR	0,05L _y
ET1	D1	7,963	7,789	0,174	0,8	4,772	4,522	0,25	0,48
ET2	D2	7,97	7,781	0,189	0,8	4,708	4,52	0,188	0,48
ET3	D3	7,97	7,784	0,186	0,8	4,708	4,579	0,129	0,48
ET4	D4	7,969	7,79	0,179	0,8	4,707	4,653	0,054	0,48
ET5	D5	7,969	7,797	0,172	0,8	4,706	4,728	-0,022	0,48
ET6	D6	7,962	7,803	0,159	0,8	4,653	4,788	-0,135	0,48
TERRASSE	D7	7,971	7,809	0,162	0,8	4,708	4,788	-0,08	0,48

IV.4.5. Vérification des déplacements (justification vis-à-vis des déformations) RPA99 modifiée 2003 (l'Art.5.10)

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.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "**k**" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \text{ Formule (4.43) de l' RPA99 modifiée 2003 (l'Art.4.42).}$$

Avec :

δ_k: déplacement du aux forces sismique. F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

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

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \text{ Formule (4.20) de l' RPA99 modifiée 2003 (l'Art.4.42).}$$

Tableau IV.7: Vérification des déplacements.

Story	Diaphragm	UX	$\delta_k - \delta_{k-1}$	UY	$\delta_k - \delta_{k-1}$	h_e	$1\%h_e$	Observation
TERRASSE	D7	0,0101	0,0013	0,0089	0,0013	306	3,06	Condition vérifiée
ET6	D6	0,0088	0,0015	0,0076	0,0013	306	3,06	Condition vérifiée
ET5	D5	0,0073	0,0017	0,0063	0,0016	306	3,06	Condition vérifiée
ET4	D4	0,0056	0,0018	0,0047	0,0015	306	3,06	Condition vérifiée
ET3	D3	0,0038	0,0017	0,0032	0,0015	306	3,06	Condition vérifiée
ET2	D2	0,0021	0,0014	0,0017	0,0011	306	3,06	Condition vérifiée
ET1	D1	0,0007	0,0007	0,0006	0,0006	306	3,06	Condition vérifiée

IV.4.6 Vérification de l'effet $P - \Delta$ RPA99 modifiée 2003 (l'Art.5.9)

D'après le RPA Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de $P-\Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10 \quad \text{Formule (5.9) de l' RPA99 modifiée 2003 (l'Art 5.9).}$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta w_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérant la combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Tableau IV.8 : Vérification de l'effet $P - \Delta$.

STORY	P_K (KN)	h_K	Sens X-X [sous EY]			Sens Y-Y [Sous EY]		
			Δ_K	V_K (m)	$\theta(x)$	Δ_K	V_K (m)	$\theta(x)$
TERRASSE	1906,41	3,06	0,0013	268,32	0,0030	0,0013	286,45	0,0028
ET6	3733,35	3,06	0,0015	475,82	0,0038	0,0013	504,53	0,0036
ET5	5560,3	3,06	0,0017	646,84	0,0048	0,0016	685,11	0,0045
ET4	7438,88	3,06	0,0018	783,58	0,0056	0,0015	827,22	0,0053
ET3	9317,46	3,06	0,0017	886,16	0,0058	0,0015	931,76	0,0056
ET2	11196,04	3,06	0,0014	953,48	0,0054	0,0011	999,3	0,0051
ET1	12725,23	3,06	0,0007	980,25	0,0030	0,0006	1025,04	0,0028

❖ Conclusion

Toutes les exigences du l'RPA sont vérifiées, alors on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

V.1. Ferrailage des poteaux

V.1.1. Introduction

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal), en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal (N_{\max}) et le moment correspondant ($M_{\text{correspondant}}$).
- Effort normal minimal (N_{\min}) et le moment correspondant ($M_{\text{correspondant}}$).
- Moment fléchissant maximal (M_{\max}) et l'effort correspondant ($N_{\text{correspondant}}$).

En tenant compte de combinaisons suivantes :

- 1.35G+1.5Q à L'ELU
- G+Q à L'ELS
- G+Q±E RPA 2003
- 0.8G±E RPA 2003

V.1.2. Etapes de calcul

a- Section partiellement comprimée (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left[0.337 - 0.81 \frac{c'}{b}\right] b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Avec : N_u : effort de compression

M_f : moment fictif

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = N_u \cdot g$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \gamma_b = 1.50$$

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{situation durable} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ et } \theta = 0.85 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

➤ **1er cas**

Si $\mu \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée ($A' = 0$)

$$\text{Armature fictives : } A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Armatures réelles : } A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Avec : (-) si N: effort de compression.

(+) si N: effort de traction.

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

➤ **2^{ème} cas**

Si $\mu > \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée ($A' = 0$)

$$\text{On calcul: } \begin{cases} M_f = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} \\ \Delta M = M_f - M_r \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Avec: } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

M_f : moment ultime pour une section simplement armée

$$\text{La section réelle d'armature } A'_s = A'; A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

b- Section entièrement comprimée (SEC)

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

- Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.
- N : effort de compression

$$N_u(d - c') - M_f > \left[0.337 - 0.81 \frac{c'}{b} \right] b \cdot h^2 \cdot f_{bc} ; C \in \text{noyau central}$$

Deux cas peuvent se présenter :

➤ **1^{er} cas**

$$N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \rightarrow \text{La section est entièrement comprimée (SEC)}$$

$$A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

La section d'armature

$$A'_s = \frac{M_f(d - 0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

➤ **2^{ème} cas**

$$N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{N - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Avec: } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

c- Section entièrement tendue (SET)

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right); \quad \left\{ \begin{array}{l} A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_s(d - c)} \\ A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_s} - A_{si} \right) \end{array} \right. \quad \text{Avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

V.1.3. Exemple de calcul

Le ferrailage des poteaux se fait en zone tel que :

Zone I (RDC, 1, 2, 3^{ème} étage) 40×40 : b=40 cm ; h=40 cm d= 37 cm ; c=c'=3 cm.

Zone II (4^{ème} au 5^{ème} étage) 35×35 : b=35 cm ; h=35 cm; d= 32 cm ; c=c'= 3 cm.

- **Pour le poteau (40×40)**

$$N_u = 1070.04 \text{ KN} ; M_u = 33.975 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'excentricité (e)**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{33.975 \times 10^2}{1070.04} = 3.18 \text{ cm}$$

$$e_u = 3.18 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{40}{2} - 3\right) = 17 \text{ cm}$$

$$N_u(d - c') - M_f \text{ et } \left[0.337 - 0.81 \frac{c'}{b}\right] b \cdot h^2 \cdot f_{bc}; \text{ avec } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$d = h - c = 0.40 - 0.03 = 0.37 \text{ m}$$

➤ **Calcul du moment fictif**

$$M_f = 33.975 + 1070.04 \left(\frac{0.40}{2} - 0.03\right) = 215.88 \text{ KN.m}$$

$$\left[0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.4}\right] 0.40^3 \times 14.2 \times 10^3 = 251.056 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - c') - M_f = 1070.04(0.37 - 0.03) - 215.88 = 147.933 \text{ KN.m}$$

147.933 < 251.056 → La section partiellement comprimée

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{215.88 \times 10^6}{400 \times 370^2 \times 14.2} = 0.278 \rightarrow \text{SSA}$$

➤ **Calcul des armatures**

Si $\mu \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée ($A' = 0$)

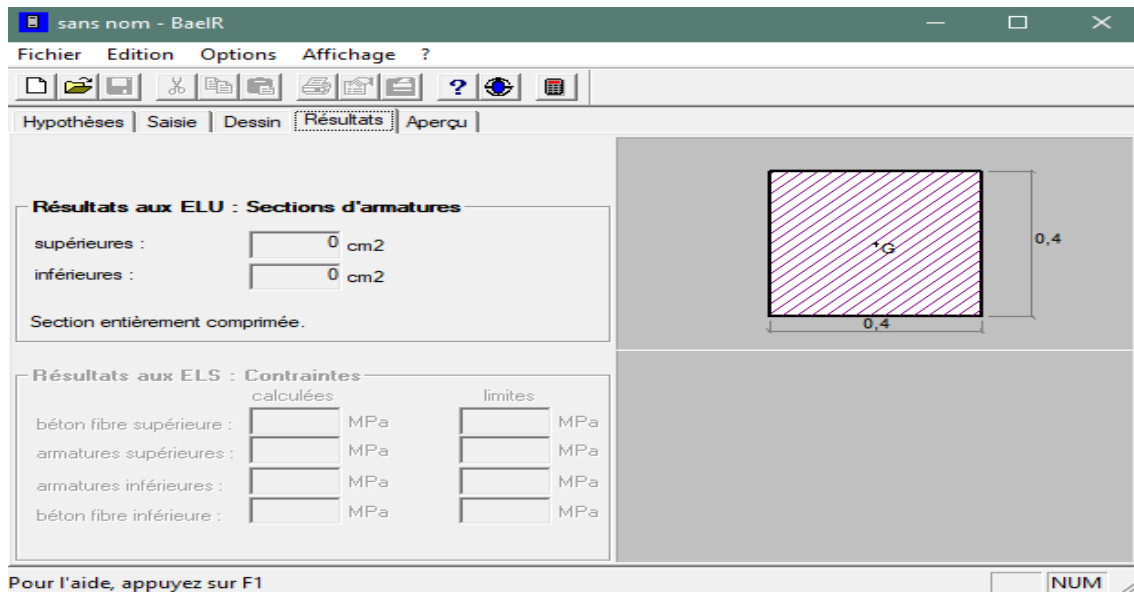
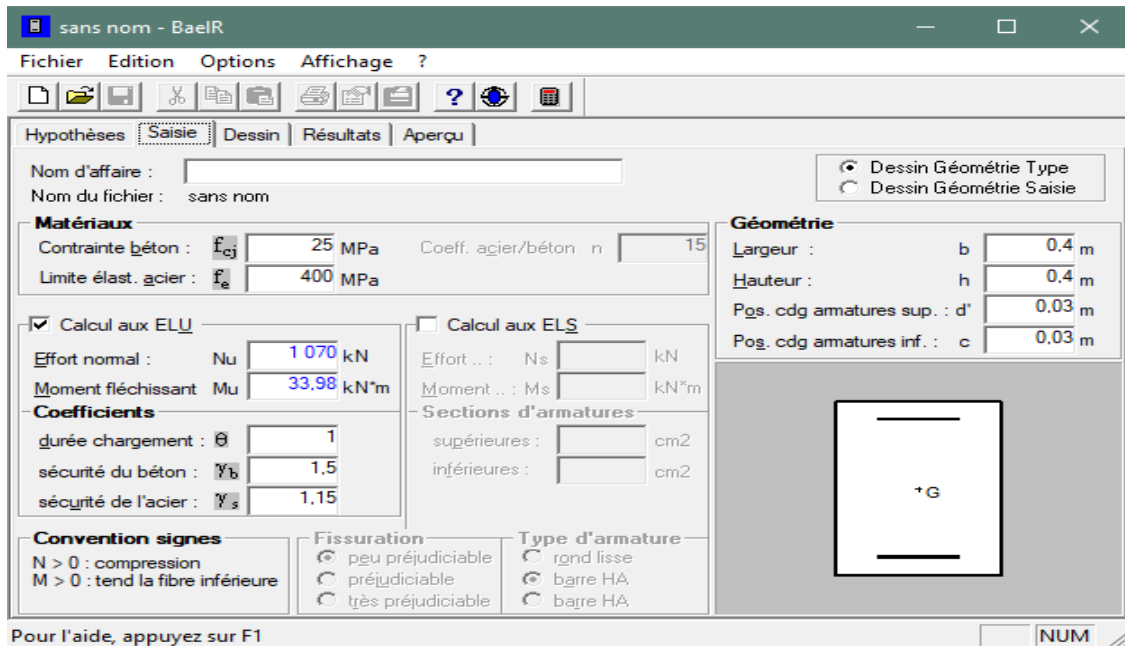
$$\mu = 0.278 \rightarrow \beta = 0.833$$

$$\text{Armature fictives : } A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{215.88 \times 10^6}{0.833 \times 370 \times 348} = 20.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armatures réelles : } A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_s} = 2012 \text{ mm}^2 - \frac{1070.04 \times 10^3}{348} \leq 0 \rightarrow A = 0$$

V.1.4. Ferrailage Avec logiciel SOCOTEC

➤ Exemple



➤ Remarque

Le résultat trouvé manuellement est le même trouvé avec le logiciel SOCOTEC.

Le tableau suivant résume le calcul et le ferrailage des poteaux obtenu à l'aide du logiciel SOCOTEC:

Tableau V.1.1:Ferraillage des poteaux dans le sens longitudinal.

Niv	Section (cm ²)	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	$\frac{h}{2} - c$ (cm)	e_u (cm)	Obs	A's (cm ²)	As (cm ²)	Amin	Choix d'armatures	A _{adoptée} (cm ²)
Zone I	40 × 40	N _{max} =1070.04	M _{corr} =33.975	17	3.3	SPC	0	0	12.8	4HA16+4HA14	14.2
		N _{min} =341	M _{corr} =0.727	17	0.21	SPC	0	0			
		N _{corr} =185.41	M _{max} =-55.831	17	30.11	SPC.	1.18	0			
Zone II	35 × 35	N _{max} =460.18	M _{corr} =-6.304	14.5	1.36	SPC	0	0	9.8	8HA14	12.31
		N _{min} =17.55	M _{corr} =0.708	14.5	4.03	SPC	0	0			
		N _{corr} =123.95	M _{max} =-37.199	14.2	27.59	SPC	1.1	0			

Pour chaque cas :

$$A_{adoptée} > A_{min}$$

Les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires

Tableau V.1.2 : Ferraillage final des poteaux.

Section des poteaux	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Ferraillage
40×40	12.8	14.2	4HA16+4HA14
35×35	9.8	12.31	8HA14

V.1.5. Vérifications à l'ELU

V.1.5.1 Armatures longitudinales selon les recommandations du RPA 99

Modifié 2003

D'après le PRA99/version 2003 (**Art 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leurs pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à :

- Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau (en zone **IIa**).
- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times b \times h$ (en zone **IIa**)
- Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times b \times h$ (en zone **IIa**)
- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur maximale de recouvrement **L_R = 40 Φ_{Lmin} (en zone **IIa**)**

- La distance entre les barres longitudinales, dont une face ne doit pas dépasser **25 cm en zone IIa**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

Tableau V.1.3 : Les sections minimales et maximales d'armatures recommandées par le RPA

Section de poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{\min}=0.8\%bh(\text{cm}^2)$	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement $A_{\max}=6\% b h$	Zone courante $A_{\max}=4\% b h$
40×40	12.8	96	64
35×35	9.8	73.5	49

➤ **Délimitation de la zone nodale**

$$h' = \max \left[\frac{h_e}{6}; b, h, 60 \right]$$

Avec b et h : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

Poteau de RDC au 3^{ème} étage (40x40) : $h'=60\text{cm}$

Poteau de 4^{ème} au 6^{ème} étage (35x35) : $h'=60\text{cm}$

➤ **La longueur de recouvrement des armatures longitudinales**

Pour la zone IIa : $L_r = 40 \varnothing$

- Pour $\varnothing = 14\text{mm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$
- Pour $\varnothing = 16\text{mm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$

➤ **Ancrage des armatures (longueur de scellement): (BAEL 91 modifié 99/Art.6.1.2.2)**

La longueur de scellement

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s}$$

Avec : $\tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$

- Pour $\varnothing=16\text{mm} \Rightarrow L_s = 56.44\text{cm}$
- Pour $\varnothing=14\text{mm} \Rightarrow L_s = 49.38\text{cm}$

Si L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de

BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne termine par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à : **$0,4L_s$** pour les aciers à haute adhérence.

Pour $\phi = 10 \text{ mm} \Rightarrow L_c = \mathbf{22.58 \text{ cm}}$

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_c = \mathbf{19.75 \text{ cm}}$

V.1.5.2. Armatures transversales selon les recommandations du RPA 99/modifiée 2003(Art7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

A_t : Armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales tel que

$\Rightarrow S_t \leq \min(10.\phi_1 ; 15 \text{ cm})$ en zone nodale.

$\Rightarrow S_t \leq 15.\phi_1$ en zone courante.

ϕ_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$\Rightarrow \rho = \mathbf{2.50}$ si l'élançement géométrique ($\lambda_g \geq 5$)

$\Rightarrow \rho = \mathbf{3.75}$ si l'élançement géométrique ($\lambda_g < 5$)

V_u : effort tranchant de calcul

H_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique des armatures transversales, ($f_e = 400 \text{ MPa}$)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suite nous avons :

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3\% . b_0 . S_t$

- Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0.8\% . b_0 . S_t$

- Si $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow A_{\min}$ par interpolation entre les valeurs précédentes

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \frac{l_f}{b} \right)$$

l_f : Longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étiers doivent être fermés par un crochet à 350° ayant une longueur ($10\phi_t$) minimale.

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

$$\rho = 2.5 \Rightarrow \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3.75 \Rightarrow \lambda_g < 5$$

➤ **Calcul de l'élanement géométrique**

L'élanement géométrique du poteau (λ_g) est donné par la relation :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \frac{l_f}{b} \right)$$

Telle que: $L_f = 0.7 \times L_0$

L_0 : longueur libre du poteau.

L_0 (L des poteaux-h de la poutre principale)

- **RDC au 3^{ème} étage** : Poteaux de (40×40) cm² :

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 2.66}{0.4} = 4.66$$

- **4^{ème} au 6^{ème} étage** : Poteaux de (35×35) cm²

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 2.66}{0.35} = 5.32$$

➤ **Calcul de l'espacement des armatures transversales (RPA 99 version 2003)**

- **Dans la zone nodale**

$$S_t \leq \min (10\phi_L^{min}; 15 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{Zone III et V}$$

$$S_t \leq \min (10 \times 1.4 \text{ cm}, 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm} ; \text{ Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

- **Dans la zone courante**

$$S_t \leq \min (15\phi_L^{min} = 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm})$$

Avec : (a) c'est la petite dimension transversale des poteaux.

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Diamètre des barres (BAEL 91 modifié 99/Art.8.1.3)**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers de diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$$

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

➤ **La quantité minimale d'armatures transversales en (%) est donné comme suit**

$$A_t^{min} = \frac{A_t}{b_1 \times S_t}$$

$$\text{si } \lambda_g \geq 5; A_{min} = 0.3\% b_1 \cdot S_t$$

si $\lambda_g \leq 3$; $A_{\min} = 0.8\%b_1 \cdot S_t$

si $3 \leq \lambda_g \leq 5$; interpoler entre les deux valeurs.

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

Tableau V.1.4 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.

		(40×40) cm ²			(35×35) cm ²		
		RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage
V _u (KN)		43.3			-4.36		
λ_g		4.66			5.32		
ρ_a		3.75			3.75		
S _t (cm)	Zone nodale	10			10		
	Zone courante	15			15		
A _{min} ^t	Zone nodale	1.01			1.05		
	Zone courante	1.52			1.58		
A ^{adoptée} (cm ²)		3.02			3.02		
Choix d'armatures		6HA8			6HA8		

➤ **Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003)**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \text{ donc } \bar{\tau}_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\rho_b = 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \text{ donc } \bar{\tau}_{bu} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

Tableau V.1.5 : Vérification des contraintes tangentielles.

Zone	B (cm)	D (cm)	V _u (KN)	λ _g	P _b	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	τ _b (Mpa)	Obs
I	40	37	43.3	3.444	0.04	1	0.29	Cv
II	35	32	-4.36	4.92	0.04	1	0.039	Cv

V.1.6. Vérification à l'ELS**A. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 modifié 99/Art.4.2.1)**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185} \times b \cdot d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.1.6 : Vérification de condition de non fragilité.

Zone	N (KN)	M(KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	OBS
40 × 40	N _{max} 774.98	M _{corr} =31.29	4.04	8.15	14.2	CV
	N _{min} =141.49	M _{corr} =-2.61	1.84	5.35		
	N _{corr} =684.16	M _{max} =23.31	3.40	6.96		
35 × 35	N _{max} 333.17	M _{corr} =-3.27	0.98	7.56	12.31	CV
	N _{min} =17.18	M _{corr} =-0.05	0.29	3.42		
	N _{corr} =86.54	M _{max} =12.97	14.98	0.06		

B. Etat limite d'ouverture de fissuresuration

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

C. Etat limite de compression du béton

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous Ms et Ns, on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau V.1.7 : Vérification de l'état limite de service du béton à la compression.

Zone	N (KN.m)	M (KN.m)	As (cm ²)	σ_b sup (Mpa)	σ_b inf (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	σ_s sup (Mpa)	σ_s inf (Mpa)	σ_s (Mpa)	OBS
40×40	774.98	31.29	14.2	5.69	1.97	15	81.1	33.7	348	CV
	141.49	2.61		0.85	0.54		12.5	8.5		
	684.16	23.21		4.76	2		68.2	33.1		
35×35	333.17	-3.27	12.31	1.81	2.37	15	27.8	34.9	348	CV
	17.18	-0.05		0.1	0.11		1.65	1.67		
	86.54	12.97		1.77	0		23	-10.4		

V.2. Ferrailage des poutres

V.2.1. Introduction

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges des dalles aux poteaux. Les poutres sont ferrillées en flexion simple sous les combinaisons des charges les plus défavorable et ensuite vérifier à I 'ELS.

Le ferrailage des poutres sera déterminé en fonction des moments fléchissant les plus défavorables extraits du logiciel ETABS, qui seront données par les combinaisons suivantes :

$$\text{Selon le BAEL 91 ELU :} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} G+Q\pm E \\ 0.8G\pm E \end{cases}$$

V.2.2.Recommandation du RPA99 version 2003 pour le ferrailage des poutres

a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.2 RPA99/version 2003)

- le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinale est de **4%** en zone courante,

6% en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant

Tableau V.2.1 : Section des armatures longitudinales.

	Section (cm ²)	A _{min} = 0.5% bh (cm ²)	pourcentage maximal (cm ²)	
			Z. recouvrement A _{max} = 6% b h	Z. courante A _{max} = 4% b h
Poutres principales	(30x40)	6	72	48
Poutre secondaire	(25x30)	3.75	45	30

- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ** (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- On rappelle que les poutres principales sont dans le sens y-y et les poutres secondaires dans le sens x-x.

b) Armatures transversales (Artn7.5.2.2 RPA99/version 2003)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par:

$$A_t = 0.003 S_t .b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} \quad \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{4} \quad \text{en zone de recouvrement.}$$

Avec : φ : C'est le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

S_t : espacement maximal entre les armatures transversales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.3. Ferrailage des poutres a l'ELU

❖ Armatures longitudinales

Dans le cas d'une flexion simple, nous avons les étapes suivantes :

Soit :

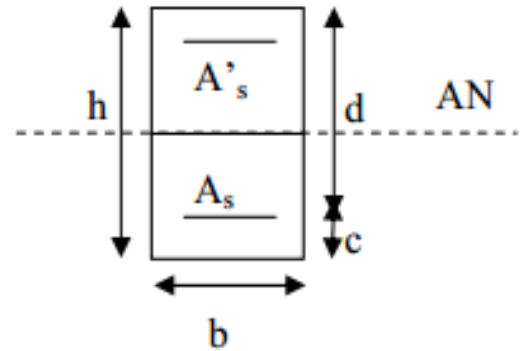
- As : La section d'armatures tendues.
- As' : La section d'armatures comprimées.

Avec

- h** : hauteur de la section du béton.
- b** : largeur de la section du béton.
- d** : hauteur utile ($d = h - c$).
- c** : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

➤ **Calcul du moment réduit «μ»**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$



Avec

M_u : le moment de flexion supporté par la section.

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau V.2.2: Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Situation	Béton			Acier			
	γ_b	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bc}(\text{MPa})$	γ_s	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	Θ
Situation Durable	1.5	25	14.20	1.15	400	348	1
Situation Accidentelle	1.15	25	21.74	1.00	400	400	0.85

- $\theta = 1$ si la durée d'application de l'action considérée est supérieure à 24 heures.
- $\theta = 0,85$ si la durée d'application de l'action considérée est inférieure à 1 heure.
- Pour les aciers de nuances feE400 on a: $\mu_1 = 0.392$

➤ **1^{er} cas**

$$\mu < \mu_1 = 0.392 \quad \Longleftrightarrow \text{la section simplement armée (SSA).}$$

C'est-à-dire la section ne comprendra que des aciers tendus. Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$).

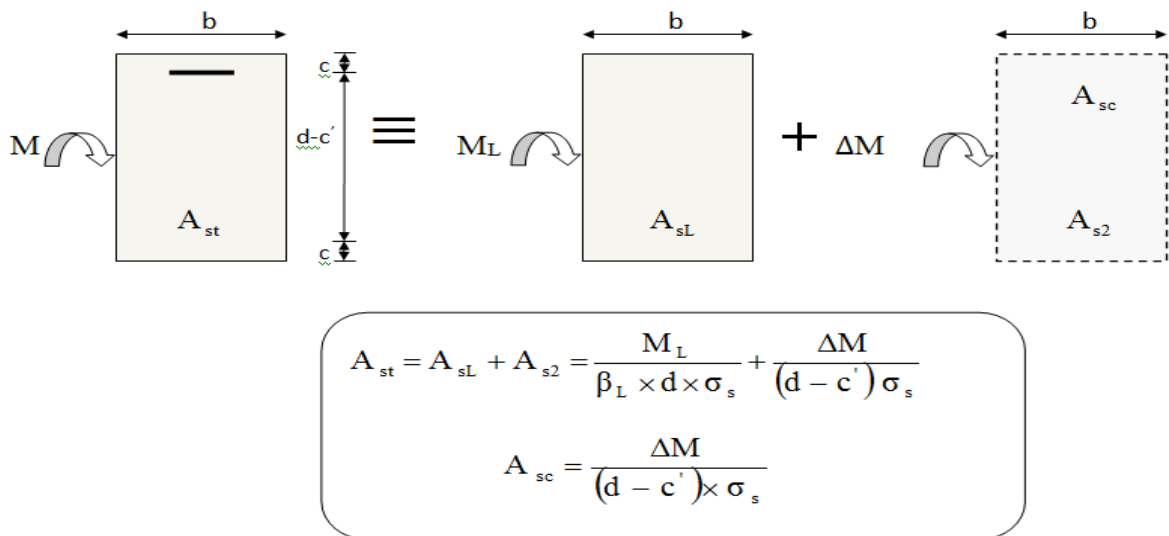
$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} \quad ; \quad A_{sc} = 0$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} A_{st}: \text{section d'acier tendu} \\ d: \text{la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.} \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \end{array} \right.$

➤ **2^{ème} cas**

$\mu > \mu_l = 0.392 \implies$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



Avec : $M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bc}$

$\Delta M = M_u - M_l$

- ✓ M_u : moment sollicitant.
- ✓ M_l : moment limite pour qu'une section soit Simplement armée.
- ✓ A_{st} : Armatures tendues.
- ✓ A_{sc} : Armatures comprimées.

➤ **Remarque**

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c'est-à-dire $\Delta M \leq 0.4 M_u$ (**Art BAEL B.6.6, 1**)

V.2.4.Exemple du calcul

On se propose de calculer la section d'armatures de la poutre principales en travée :

$h = 40\text{cm} ; b = 30\text{cm}; c = 3\text{ cm} ; d = h - c = 40 - 3 = 37\text{ cm} ; M_t = 62.944\text{kN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{62.944 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14.2} = 0.108$$

$\mu = 0.108 < \mu_l = 0.392 \implies$ **la section simplement armée ($A_{sc} = 0$).**

$$\mu=0.108 \longrightarrow \beta=0.943$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{62.944 \times 10^4}{0.943 \times 0.37 \times 348 \times 10^3} = 5.18 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA16=6.03 cm**

V.2.5. Ferrailage des poutres principales (30×40)

Tableau V.2.3 : Ferrailage des poutres principales.

Localisation	Moment (KN.m)	M	Obs	B	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Travée	62.944	0.108	SSA	0.943	5.18	6	4HA14=6.15
Appuis	-95.797	0.164	SSA	0.910	8.17	6	6HA14=9.23

V.2.6. Ferrailage des poutres secondaires (25×30)

Tableau V.2.4 : Ferrailage des poutres secondaires.

Localisation	Moment (KN.m)	M	Obs	β	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Travée	26.257	0.101	SSA	0.946	2.95	3.75	3HA12=3.39
Appuis	-29.481	0.114	SSA	0.939	3.34	3.75	3HA12=3.39

V.2.7 Vérification à l'ELU

Les vérifications à effectuées sont les suivantes :

A. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1)

La section minimale des armatures longitudinales est :

$$A_{adoptée} \geq A_{min}$$

$$\text{avec: } A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

- Pour les poutres principales (30 × 40) : A_{min} = 1.34 cm² < 6.03cm².
- Pour les poutres secondaires (25 × 30) : A_{min} = 0.815 cm² < 4.02cm².

$A_{adop} > A_{min} \implies$ La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le **RPA**.

B. Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91/Art.A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d}$$

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

- **poutres principales**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{94.92 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37} = 0.855 \text{ MPa}$$

- **poutres secondaires**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{39.76 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.27} = 0.589 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} \rightarrow \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

-poutres principales $\tau_u = 0.855 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \implies$ **Condition vérifiée.**

-poutres secondaires $\tau_u = .589 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \implies$ **Condition vérifiée.**

C. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (BAEL91.ArtA.5.1.321)

Lorsqu'au droit d'un appui: $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$

On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à :

$$\left(T_u^{\max} - \frac{M_a^{\max}}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

D'où: $A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left(T_u^{\max} - \frac{M_a^{\max}}{0.9d} \right)$

-poutres principales: $T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 94.92 - \frac{95.797}{0.9 \times 0.37} = -192.758 < 0$

-poutres secondaires : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 39.76 - \frac{29.481}{0.9 \times 0.27} = -81.560 < 0$

\implies Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

D. Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis

On doit de vérifier la relation:

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

avec : $\tau_{se} = 0.6\Psi S^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

- Pour 12 \emptyset : $l_s = 42.33 \text{ cm}$.
- Pour \emptyset 14 : $l_s = 49.38 \text{ cm}$.
- Pour \emptyset 16 : $l_s = 56.44 \text{ cm}$.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : **$0.4l_s$** , pour les aciers HA.

- Pour les $\Phi 12$: $l_a = 16.93 \text{ cm}$ soit **$l_a = 17 \text{ cm}$**
- Pour les $\Phi 14$: $l_a = 19.75 \text{ cm}$ soit **$l_a = 20 \text{ cm}$**
- Pour les $\Phi 16$: $l_a = 22.58 \text{ cm}$ soit **$l_a = 23 \text{ cm}$**

V.2.8. Calcul des armatures transversales

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\emptyset_t \leq \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_1; \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

\emptyset_1 : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Soit : **$\emptyset_t = 8 \text{ mm}$**

On choisira un cadre étier, soit : **$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$**

➤ **Calcul des espacements**

✓ **Zone nodale**

$$S_t \leq \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset; 30 \text{ cm} \right\}$$

- Poutres principales (30×40) : **$S_t = 8 \text{ cm}$**
- Poutres secondaires (25×30): $S_t = 8.75 \text{ cm}$; soit : **$S_t = 7 \text{ cm}$**

✓ **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

- Poutres principales (30×40) : **$S_t = 20 \text{ cm}$**
- Poutres secondaires (25×30): **$S_t = 15 \text{ cm}$**

➤ **Délimitation de la zone nodale**

Dans le cas des poutres secondaires la longueur de la zone nodale (L') est égale a deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$h' = \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right\} \text{ cm} \quad \text{et} \quad L' = 2h$$

H: hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poteaux.

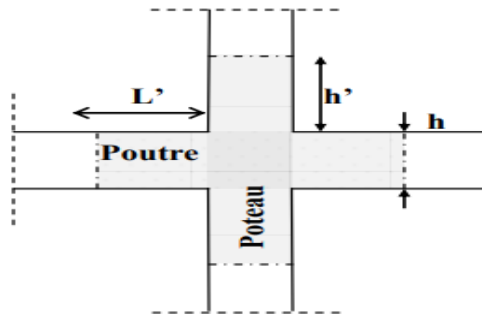


Figure V.2.1 : Délimitation de la zone nodale.

Tableau V.2.5: Détermination des zones nodales.

Poutres	$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right\} \text{ cm}$		$L' = 2h$
Poutres principales (40x30)	$h' = \max \{73; 40; 30; 60\}$	73	80
Poutres secondaires (25x30)	$h' = \max \{51; 25; 30; 60\}$	60	60

❖ **Remarque :**

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

➤ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\% S_t \times b$$

• **poutres principale**

$$A_t^{\min} = 3\% S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- poutres secondaires

$$A_t^{\min} = 3\text{‰} S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125\text{cm}^2$$

$$A^{\min} = 1.125\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

V.2.9. Vérification à l'ELS

A. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

B. Etat limite de compression du béton

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec: $\sigma_s = \frac{M_s}{A\beta_1 d}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd}$$

A : armature adoptées à l'ELU

Les résultats de vérifications à l'ELS, et les observations faites pour chaque cas sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau V.2.6 : Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS.

Zone	Ms (KN.m)	As(cm ²)	ρ_1	β_1	K ₁	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	OBS
En Travée	28.279	6.15	0.554	0.889	30.04	137.793	4.586	15	CV
Aux appuis	-49.989	9.23	0.831	0.870	23.46	168.248	7.171	15	CV

Tableau V.2.7 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS.

Zone	Ms (KN.m)	As(cm ²)	ρ_1	β_1	K ₁	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	OBS
En Travée	15.369	3.39	0.502	0.893	31.73	188.031	5.925	15	CV
Aux Appuis	-17.963	3.39	0.502	0.893	31.73	219.767	6.926	15	CV

C. Etat limite de déformation du béton (article B.6.5-3 du BAEL 91)

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

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS doivent vérifier cette condition:

$$f_{\text{ETABS}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

L: la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

➤ **Sens des Poutres principales**

- **La flèche admissible:** la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur: L = 480 cm.

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{480}{500} = 0.96\text{cm}$$

$$f_{\text{ETABS}} = 0.00073 \leq \bar{f} = 0.96\text{cm} \rightarrow \text{la condition de la flèche est vérifiée.}$$

➤ **Sens des poutres secondaire**

- **La flèche admissible:** la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur: L = 350 cm.

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{350}{500} = 0.7\text{cm}$$

$$f_{\text{ETABS}} = 0.00027 \leq \bar{f} = 0.7\text{cm} \rightarrow \text{la condition de la flèche est vérifiée.}$$

V.2.10. Conclusion

D'où le ferrailage retenu pour les poutres est résumée dans le tableau suivant comme suit

Tableau V.2.8 : Récapitulatif du ferrailage des poutres principales et secondaires.

Type	Localisation Armatures	Armatures longitudinales	Armatures Transversales	Espacement des armatures transversales (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
Poutres principales	Aux appuis	4HA14	4HA8	Zone nodale	8
	En travée	6HA14		Zone courante	20
Poutres secondaires	Aux appuis	3HA12	4HA8	Zone nodale	7
	En travée	3HA12		Zone courante	15

V.3. Ferrailage des voiles

V.3.1. Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

V.2. Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

BAEL.91/modifié 99

ELU : $1,35G+1,5Q$

ELS : $G+Q$

RPA.99/modifié 2003

$0,8G \pm E$

$G + Q \pm E$

V.3. Ferrailage des voiles pleins

Le calcul se fera en procédant par la méthode des tronçons de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d)

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

- **Zone I** : RDC+1^{er}+2^{ème}+3^{ème} étage
- **Zone II** : 4^{ème}+5^{ème}+6^{ème} étage

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques, et on adoptera le ferrailage du voile le plus défavorable pour chaque groupe. :

- ✓ Groupe I : VL1 ;VL2 ;VL5 ;VL6.
- ✓ Groupe II : VL3 ; VL4.
- ✓ Groupe III : VL 7.
- ✓ Groupe IV : VT1 ; VT2 ; VT3 ; VT4.
- ✓ Groupe V : VL5 ;VT6.

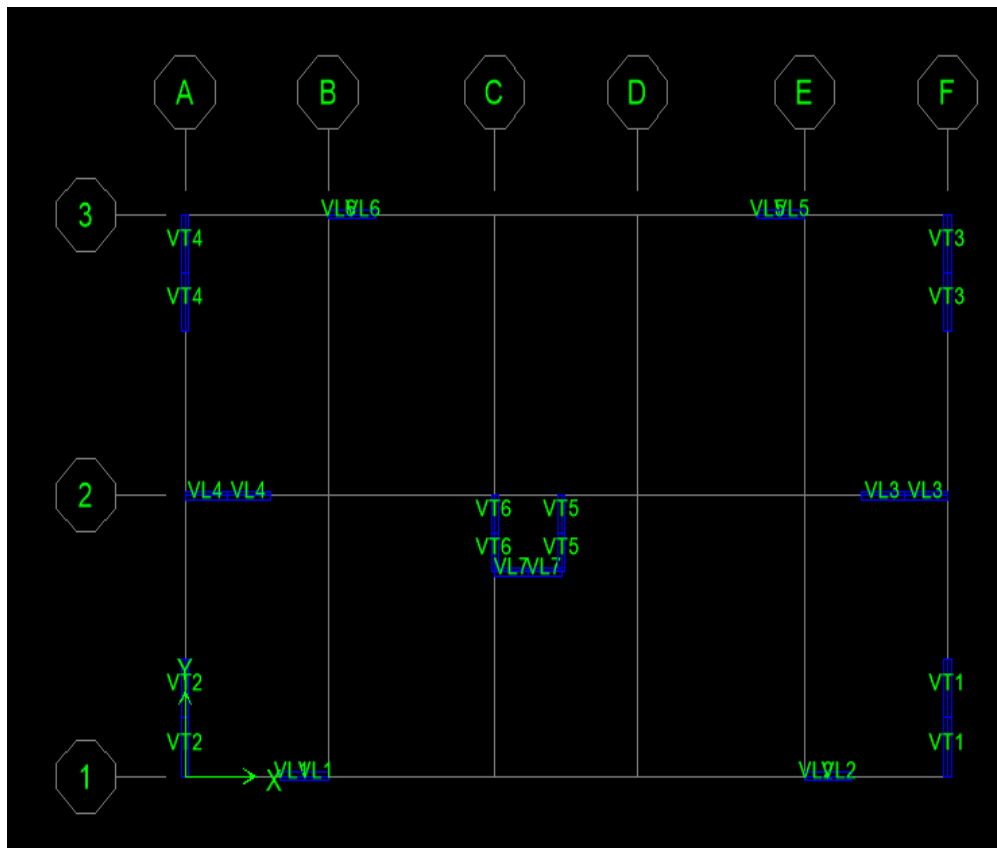


Figure V.3.1 : Disposition des voiles dans la structure.

➤ **Exposé de la méthode**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MN}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I}$$

Avec:

M: moment fléchissant.

N: effort normal.

M et N sont déterminés à partir du logiciel.

B: section du béton. ($L_{voile} \times E_p$).

I: moment d'inertie du voile: $I = \frac{Bh^3}{12} = \frac{E_p I^3}{12}$.

V et V' : bras de levier $V = V' = \frac{l_{voile}}{2}$

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3}\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus du plancher du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{(\sigma_{max} + \sigma_{min})} \cdot L$$

L_T : Longueur de la zone tendue $L_T = L - L_c$

➤ Remarque

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en $\sigma_{max}; \sigma_1$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

a) Armatures verticales

➤ Section entièrement comprimée

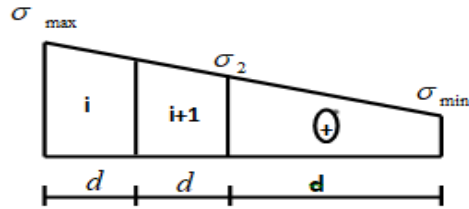


Figure V.3.2 : Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) \cdot d \cdot e \right]$$

$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \cdot d \cdot e \right] \quad [$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

- Détermination des armatures

$$A_i = \frac{N_i - B \cdot f_{bu}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

$\sigma_s(2\text{‰})$ = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

✓ Combinaisons courantes :

$$\sigma_s(2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

✓ Combinaisons accidentelles :

$$\sigma_s(2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

➤ **Section partiellement comprimée**

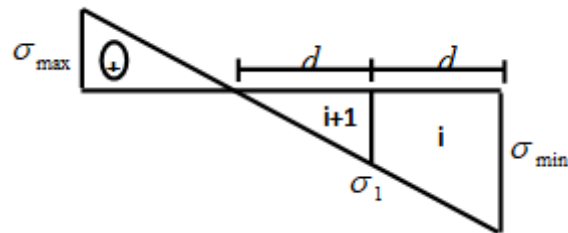


Figure V.3.3 : Diagramme des contraintes d'une (SPC)

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) \cdot d \cdot e \right]$$

$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1}{2} \right) \cdot d \cdot e \right] \quad [$$

• **Détermination des armatures**

$\sigma_s(10\%) =$ Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (10%).

✓ Combinaisons courantes :

$$\sigma_s(10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

✓ Combinaisons accidentelles :

$$\sigma_s(10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

➤ **Section entièrement tendue**

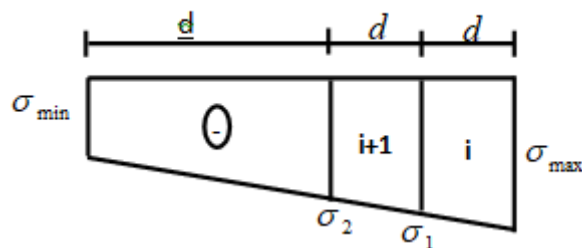


Figure V.3.4 : Diagramme des contraintes d'une (S.E.T)

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) \cdot d \cdot e \right]$$

$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \cdot d \cdot e \right]$$

- **Détermination des armatures**

$$A_i = \left[\frac{N_i}{\sigma_s} \right]$$

$\sigma_s(2\%)$ = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2%).

✓ Combinaisons courantes :

$$\sigma_s(2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

✓ Combinaisons accidentelles :

$$\sigma_s(2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

b) Armatures minimales

- **Compression du béton**

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Ainsi que :

$$0.20\% \leq \frac{A_{min}}{B_c} \leq 0.5\% \text{ [Art A. 8.1, 21 /BAEL 91 modifié 99]}$$

Avec : B : section du béton comprimée.

- **Traction simple**

$$A_{min} \geq \frac{B_t \cdot f_{t28}}{f_e}$$

B_t: La section horizontale du béton tendu. **B = d**.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{min} \geq 0.20\% B_t$$

c) Armatures horizontales

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de $10\varnothing$ et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales. La section de ces armatures est :

- **D'après le RPA99**

$A_H = 0.15 \% B$ Globalement dans la section du voile.

$A_H = 0.10 \% B$ En zone courante.

- **D'après le BAEL91**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_H: section d'armatures horizontales

B : section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

d) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré

e) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e}$$

\bar{T} : L'effort tranchant majoré à la base du voile

$$\bar{T} = 1.4 T$$

T : L'effort tranchant au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

f) Les potelets

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

i) Dispositions constructives

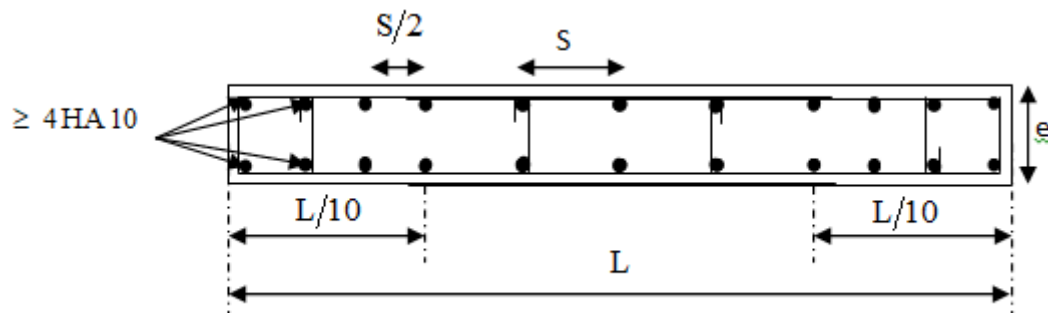


Figure V.3.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- **Espacement**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S_t \leq 1.5 e$ Avec : e = épaisseur du voile
- $S_t \leq 30 \text{ cm}$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

- **Longueur de recouvrement**

Elles doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges

- **Diamètre maximal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

$$\Phi_{max} = \frac{e}{10} = 25\text{mm}$$

VI.4.Vérification

➤ **Vérification à l'ELS**

On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.06f_{c28}$$

N_{ser} : Effort normal appliqué sous la combinaison à l'ELS. $N_{ser} = G + Q$

B : Section du béton.

A:Section d'armatures verticales adoptée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée par les conditions suivantes :

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1.4T}{b \cdot d}$$

$$T = 1.4 T_{u \text{ calcul}}$$

Avec

b : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le RPA99 révisé 2003**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0.20 f_{c28}$$

- **D'après le BAEL 91**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

VI.5.Exemple de calcul

A titre d'exemple, soit à ferrailer le voile transversale VL1 au niveau de la zone I

$$L=2\text{m} ; e=0.20\text{m} ; B=0.40\text{m}^2 ; I_x=0.133 \text{ m}^4 ; V=V'= 1\text{m}$$

- **Les contraintes**

$$\sigma_{\max} = 4560,38 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$\sigma_{\min} = -7338,56 \text{ KN/m}^2$$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})} \cdot L = \frac{4560.38}{(4560.38 + 7338.56)} \times 2 = 0.77\text{m}$$

$$L_T = L - L_c = 2 - 0.77 = 1.23\text{m}$$

D'ou :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right) = \min \left(\frac{3.06}{2}; \frac{2 \times 0.77}{3} \right) = \min(1.53\text{m}; 0.51\text{m}) = 0.51\text{m}$$

$$d = 0.51\text{m}$$

- **Longueur d'extrémité**

$$\frac{L}{10} = \frac{2}{10} = 0.2\text{m} = 20\text{cm}$$

- **Calcul de N**

Zone tendue

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} \cdot (L_t - d)}{L_t} = \frac{7338.56(1.23 - 0.51)}{1.23} = 4295.74\text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{7338.56 + 4295.74}{2} \times 0.51 \times 0.2 = 593.35\text{KN}$$

$$N_2 = \frac{4295.74}{2} \times 0.51 \times 0.2 = 219.08\text{KN}$$

- **Calcul des armatures**

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{593.35}{348} = 17.05\text{ cm}^2$$

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = \frac{219.08}{348} = 6.30\text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales**

$$A_{\min} \geq \text{Max} \left(0.20\%B; \frac{Bf_{t28}}{f_e} \right)$$

Avec : $B = d \times e = 51 \times 20 = 1020\text{ cm}^2$

$$A_{\min} \geq \text{Max} \left(0.20\% \times 1020 = 2.04; \frac{1020 \times 2.1}{400} = 5.36 \right)$$

$$A_{\min} = 5.36\text{cm}^2$$

- **Armatures de coutures**

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} = 1.1 \frac{1.4 \times 163.03}{400 \times 10^{-1}} = 6.29\text{ cm}^2$$

$$A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = 17.05 + \frac{6.29}{4} = 18.62\text{cm}^2$$

$$A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} = 6.30 + \frac{6.29}{4} = 7.87\text{cm}^2$$

- **Le ferrailage adopté**

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action Sismique :

- 1ere bande : 14HA14 = 21.54 cm²/d **soit**: 7HA14 /nappe .avec espacement de 7cm.
- 2^{ème} bande : 6HA14 = 9.23 cm²/d **soit**:3HA14/nappe avec espacement de 17cm

- **Calcul des armatures horizontales**

- **Selon le RPA**

$$A_H = 0.15\% \times B = 0.0015 \times 20 \times 200 = 6 \text{ cm}^2$$

- **Selon le BAEL**

$$A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{17.05 + 6.30}{4} = 5.84 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA14/ml/nappe $\xrightarrow{\text{soit}}$ $A_H=6.15 \text{ cm}^2/\text{ml/ nappe}$

Avec un espacement de 25cm.

- **Armature transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré.
Soit : 04 épingles de HA8 / m²

- **Vérification des contraintes de cisaillement**

- **RPA99-modifié2003**

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 163.03 \times 10}{0.9 \times 200 \times 20} = 0.63 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 0.63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **BAEL91**

$$D=0.9 \times 2=1.8 \text{ m} \quad ; \quad e=0.20 \text{ m}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.15}{1.15} \times 25 = 3.26 \text{MPa}; 4 \text{MPa} \right\} = 3.26 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{163.03 \times 10}{20 \times 180} = 0.45 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.45 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification à l'ELS**

On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{332.07 \times 10^3}{200 \times 200 + 15 \times 2649} = 4.16 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.16 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

N.B :

La même procédure de calcul à suivre pour le ferrailage du restes des voiles que ce soit dans le sens longitudinal ou bien transversal.

Les résultats des calculs sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.3.1 : Ferrailage des voiles transversaux (VT1 ; VT2 ; VT3 ; VT4)

VL=2m

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II
	L	(m)	2	2
E	(m)	0,2	0,2	
B	(m ²)	0,4	0,4	
Sollicitation de calcul	σ_{\max}	(kN/m ²)	4560,38	1224,45
	σ_{\min}	(KN/m ²)	-7338,56	-2570,48
	Nature de la section		SPC	SPC
	L _c	(m)	0,77	0,65
	L _t	(m)	1,23	1,35
	D	(m)	0,51	0,43
	σ_1	(KN/m ²)	4295,74	1751,73
	N ₁	KN	593,35	185,86
	N ₂	KN	219,08	75,32
	V _u	KN	163,03	79,77
	T	KN	228,24	111,68
	N _s	KN	332,07	50,25
	Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	17,05
A _{v2}		(cm ²)	6,30	2,16
A _{vj}		(cm ²)	6,28	3,07
A ₁		(cm ²)	18,62	2,10
A ₂		(cm ²)	7,86	2,93
A _{v min}		(cm ²)	5,355	4,515
Choix de la section/nappe		bande1	2*(5HA16)	2HA12
		bande2	2*(2HA16)	2HA12
Section utilisée/nappe		bande1	10,05	2,26
		bande2	4,02	2,26
Espacement (cm)		bande1	10	10
		bande2	25	20
A _h		(cm ²)	5,84	1,88
A _h choix Sect/ml/nappe		4HA14	4HA12	
Espacement	(cm)	25	25	
A _t	4 épingles de HA8/ml			
Vérification des contraintes	5MPa	τ_b	0,63	0,43
	3,26MPa	τ_u	0,45	0,22
	$\sigma_{bc}=15\text{Mpa}$	σ_{bc}	4,16	0,98

Tableau V.3.2 : Ferrailage des voiles transversaux (VT5 ; VT6)

VL=1.3m

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	
	L	(m)	1,3	1,3	
	E	(m)	0,2	0,2	
B	(m ²)		0,26	0,26	
Sollicitation de calcul	σ_{\max}	(kN/m ²)	3012,57	2931,97	
	σ_{\min}	(KN/m ²)	-6391,05	-5403,94	
	Nature de la section		SPC	SPC	
	L _c	(m)	0,42	0,46	
	L _t	(m)	0,88	0,84	
	d	(m)	0,28	0,31	
	σ_1	(KN/m ²)	5021,53	3409,63	
	N ₁	KN	239,66	273,22	
	N ₂	KN	105,45	105,70	
	V _u	KN	93,79	63,23	
	T	KN	131,31	88,52	
	N _s	KN	286,33	44,33	
	Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	6,89	7,85
A _{v2}		(cm ²)	3,03	3,04	
A _{vj}		(cm ²)	3,61	2,43	
A ₁		(cm ²)	7,79	2,57	
A ₂		(cm ²)	3,93	3,65	
A _{v min}		(cm ²)	2,205	3,255	
Choix de la section/nappe		bande1		2*(2HA12)	2*(2HA12)
		bande2		2*(2HA12)	2*(2HA12)
section utilisée/nappe		bande1		4,62	2,26
		bande2		4,62	2,26
Espacement (cm)		bande1		15	15
		bande2		15	15
A _h		(cm ²)		2,48	2,72
A _h choix Sect/ml/nappe			4HA12	4HA12	
Espacement	(cm)		25	25	
A _t	4 épingles de HA8/ml				
Vérification des contraintes	5MPa	τ_b	0,56	0,53	
	3,26MPa	τ_u	0,40	0,27	
	$\sigma_{bc}=15MPa$	σ_{bc}	10,96	1,69	

Tableau V.3.3 : Ferrailage des voiles longitudinaux (VL3 ;VL4)

VL=1.8

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II
	L	(m)	1,8	1,8
E	(m)	0,2	0,2	
B	(m ²)	0,36	0,36	
Sollicitation de calcul	σ_{\max}	(kN/m ²)	3936,8	2653,91
	σ_{\min}	(KN/m ²)	-7110	-3545,98
	Nature de la section		SPC	SPC
	L _c	(m)	0,64	0,77
	L _t	(m)	1,16	1,03
	D	(m)	0,42	0,51
	σ_1	(KN/m ²)	2390,43	1170,52
	N ₁	KN	731,53	325,44
	N ₂	KN	184,06	80,77
	V _u	KN	159,01	90,88
	T	KN	222,61	127,23
	N _s	KN	357,68	72,59
	Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	21,02
A _{v2}		(cm ²)	5,29	2,32
A _{vj}		(cm ²)	6,12	3,50
A ₁		(cm ²)	6,79	3,21
A ₂		(cm ²)	2,85	3,20
A _{v min}		(cm ²)	8,085	7,245
Choix de la section/nappe		bande1	2*(3HA14)	2*(2HA12)
		bande2	2*(2HA14)	2*(2HA12)
section utilisée/nappe		bande1	4,62	2,26
		bande2	4,62	2,26
Espacement (cm)		bande1	15	25
		bande2	20	25
A _h		(cm ²)	6,58	2,92
A _h choix Sect/ml/nappe		5HA14	4HA12	
Espacement	(cm)	20	25	
A _t	4 épingles de HA8/ml			
Vérification des contraintes	5 MPa	τ_b	0,69	0,55
	3,26Mpa	τ_u	0,49	0,28
	$\sigma_{bc}=15\text{Mpa}$	σ_{bc}	9,82	2,01

Tableau V.3.4 : Ferrailage des voiles longitudinaux (VL1 ;VL2 ; VL5 ;VL6)

VL=1m

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	
	L	(m)	1	1	
	E	(m)	0,2	0,2	
	B	(m ²)	0,2	0,2	
Sollicitation de calcul	σ_{\max}	(kN/m ²)	2101,21	1848,37	
	σ_{\min}	(KN/m ²)	-7377,41	-3406,21	
	Nature de la section		SPC	SPC	
	L_c	(m)	0,22	0,35	
	L_t	(m)	0,78	0,65	
	D	(m)	0,15	0,23	
	σ_1	(KN/m ²)	2459,14	1152,87	
	N_1	KN	511,50	196,04	
	N_2	KN	127,88	49,57	
	V_u	KN	60,71	56,46	
	T	KN	84,99	79,04	
	N_s	KN	281,79	21,31	
	Ferrailage	A_{v1}	(cm ²)	14,70	5,63
A_{v2}		(cm ²)	3,67	1,42	
A_{vj}		(cm ²)	2,34	2,17	
A_1		(cm ²)	4,26	1,95	
A_2		(cm ²)	1,50	1,97	
$A_{v \min}$		(cm ²)	5,46	4,515	
Choix de la section/nappe		bande1		2*(2HA14)	2*(2HA12)
		bande2		2*(2HA14)	2*(2HA12)
section utilisée/nappe		bande1		3,08	2,26
		bande2		3,08	2,26
Espacement (cm)		bande1		8	11
		bande2		8	11
A_h		(cm ²)		4,59	1,76
A_h choix Sect/ml/nappe			5HA12	4HA12	
Espacement		(cm)		20	25
A_t	4 épingles de HA8/ml				
Vérification des contraintes	5Mpa	τ_b	0,47	0,61	
	3,26MPa	τ_u	0,34	0,31	
	$\sigma_{bc}=15MPa$	σ_{bc}	9,83	0,82	

Tableau V.3.5.Ferrailage des voiles longitudinaux (VL7)

VL=1.40m

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II
	L	(m)	1,4	1,4
e	(m)	0,2	0,2	
B	(m ²)	0,28	0,28	
Sollicitation de calcul	σ_{\max}	(kN/m ²)	1929,25	271,12
	σ_{\min}	(KN/m ²)	-5676,28	-2273,42
	Nature de la section		SPC	SPC
	L _c	(m)	0,36	0,15
	L _t	(m)	1,04	1,25
	d	(m)	0,24	0,10
	σ_1	(KN/m ²)	4366,37	2091,55
	N ₁	KN	241,02	43,65
	N ₂	KN	104,79	20,92
	V _u	KN	162,68	81,80
	T	KN	227,75	114,52
	N _s	KN	314,23	40,43
	Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	6,93
A _{v2}		(cm ²)	3,01	0,60
A _{vj}		(cm ²)	6,26	3,15
A ₁		(cm ²)	3,30	1,10
A ₂		(cm ²)	2,32	1,39
A _{v min}		(cm ²)	2,52	1,05
Choix de la section/nappe		bande1	2*(3HA12)	2*(1HA12)
		bande2	2*(3HA12)	2*(1HA12)
Vérification des contraintes	section utilisée/nappe	bande1	3,39	1,13
		bande2	3,39	1,13
	Espacement (cm)	bande1	8	10
		bande2	8	10
	A _h	(cm ²)	2,48	0,46
	A _h choix Sect/ml/nappe		4HA12	4HA12
	Espacement	(cm)	25	25
A _t	4 épingles de HA8/ml			
Vérification des contraintes	5MPa	τ_b	0,90	0,64
	3,26 MPa	τ_u	0,65	0,32
	$\sigma_{bc}=15$ MPa	σ_{bc}	11,19	1,44

VI.1. Introduction

Les fondations : sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain (sol) et qui a pour fonction de base d'interaction entre le sol et la structure, les fondations concernent toutes les catégories de structure (béton, béton armé charpente en bois...) et tous les ouvrages (bâtiment, ouvrage d'arts, mur de soutènement...).

VI.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol :

- La contrainte admissible est de **2 bars**
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

a- Fondations superficielles

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont:

- Les semelles continues sous mur
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers.

b) Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

VI.3. Pré-dimensionnement des semelles

VI.3.1. Semelles isolées

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

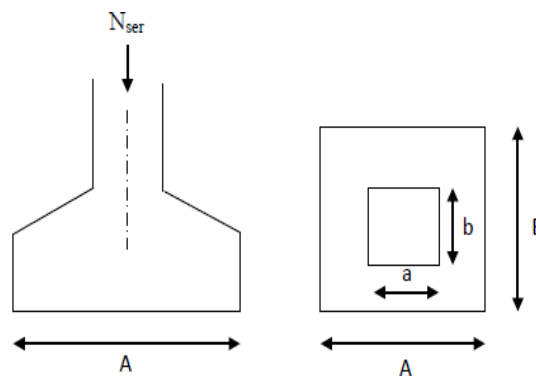


Figure VI.1 : Schéma de la semelle isolée.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

✓ **Homothétie des dimensions**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \rightarrow A = B \text{ (poteau caré)}$$

$$D'où: B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

➤ Exemple de calcul

$$N_{ser} = 774.98 \text{ KN}, \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{774.98}{200}} = 1.96 \rightarrow A = B = 2\text{m}$$

VI.3.2. Semelles filantes

a) 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 :

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{BL} \rightarrow B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{\text{sol}} \times L}$$

➤ **Remarque**

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

Avec :

$\overline{\sigma}_{\text{sol}}$: capacité portante du sol ($\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 200\text{KN/m}^2$)

B : Largeur de la semelle.

G et Q : Charge et surcharge à la base du voile.

L : Longueur de la semelle sous voile.

Tableau VI.1 : Surface des semelles filante

Voile	Nombre des voiles	$N_{\text{ser}}(\text{KN})$	L(m)	B(m)	$S=(B \times L) (\text{m}^2)$
V ₁	4	214.03	1	1.07	4.28
V ₂	2	237.37	1.8	0.66	2.38
V ₃	4	238.2	2	0.60	4.8
V ₄	2	198.47	1.3	0.76	1.98
V ₅	1	218.05	1.4	0.78	1.09
					$\Sigma = 14.53$

b) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

➤ **Hypothèse de calcul**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

➤ **Etape de calcul**

- **Détermination de la résultante des charges**

$$\mathbf{R} = \sum N_i$$

Avec : \mathbf{R} : réaction du sol donnée en fonction de la contrainte σ_{sol} .

$\sum N_i$: Charges verticales totales à la base de la fondation (charge permanentes et d'exploitation).

- **Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces**

$$\mathbf{e} = \frac{\sum N_i \mathbf{e}_i + \sum \mathbf{M}_i}{\mathbf{R}}$$

Avec : \mathbf{e}_i : position de N_i par rapport au centre de la file considérée.

- **Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle**

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Si: } e < \frac{L}{6} & \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ \text{Si: } e > \frac{L}{6} & \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{array} \right.$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\sigma_{SOL}}$$

Avec : L : distance entre nus des poteaux.

Tableau VI.2: Surface des semelles filante sous les poteaux.

Poteaux	Ns (KN)	e _i	M _i	N _s ×e _i
Pot1	774.98	4.8	24.551	3719.904
Pot2	439.67	0	1.415	0
Pot3	653.08	-4.8	-4.781	-3134.784
La somme	1867.73	/	21.185	585.12

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{585.12 + 21.185}{1867.73} = 0.324\text{m}$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle**

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{1867.73}{9.60} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.324}{9.60}\right) = 155.157\text{KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{1867.73}{9.60} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.324}{9.60}\right) = 233.952\text{KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{1867.73}{9.60} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.324}{9.60}\right) = 214.253\text{KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{SOL}}} \Rightarrow B \geq \frac{214.253}{200} = 1.071\text{m}$$

✓ Donc on opte pour **B = 1.5m**

On aura donc : S = 1.5×9.60 =14.4 m²

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux

$$S_P = S \times n$$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 14.4 \times 6 = 86.4\text{m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 86.4 + 14.53 = 100.8\text{m}^2$$

➤ **Remarque**

La surface totale du bâtiment est:

$$S_{bat} = 16.30 \times 10 = 163 \text{ m}^2$$

$$\frac{s_t}{s_{bat}} = \frac{100.8}{163} = 0.62 > 0.5$$

Donc: La surface des semelles représente **62%** de la surface totale du bâtiment.

➤ Conclusion

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général

VI.3.3. Etude d'un radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation.
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.

VI.3.3.1. Pré dimensionnement du radier

❖ Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{min} = 25\text{cm}$).

❖ Selon la condition forfaitaire

➤ Sous voiles

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

Avec : **h** : épaisseur du radier.

L_{max} : distance entre deux voiles successifs.

$$\frac{350}{8} \leq h \leq \frac{350}{5} \quad \rightarrow \quad 43.75 \leq h \leq 70$$

On prend : **h=70 cm**

➤ Sous poteaux

- **Dalle**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec: une hauteur minimale de 25cm.

$$h_d \geq \frac{350}{20} = 17.5 \quad \text{soit: } h_d = 30\text{cm}$$

- **Nervure**

La nervure du radier est déterminée à l'aide des deux conditions suivantes:

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{480}{10} = 48$$

On prend: $h_n = 60$ cm

➤ **Condition de longueur d'élasticité**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \geq \frac{2}{\pi} \times L_e$$

Ce qui conduit à

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec

L_e : longueur élastique

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.

$$\left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{très mauvais sol.} \\ K = 40 \text{ MPa} \rightarrow \text{sol moyen.} \\ 120 \text{ MPa} \rightarrow \text{très bon sol.} \end{array} \right.$$

Dans notre cas on a un sol moyen alors $K=40\text{MPa}$

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m)

E: module de déformation longitudinale déferée $E = 10818,86 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$\text{D'où: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \times 4.8\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.98\text{m}$$

On prend: **$h_n=100 \text{ cm}$**

- **Largueur de nervure (b_n) :**

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n$$

$$0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100 \quad 40 \leq b_n \leq 70 \text{ cm}$$

Soit : **$b_n = 50 \text{ cm}$**

- **Dalle flottante**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{480}{50} \leq h_t \leq \frac{480}{40} \rightarrow 9.6 \leq h_t \leq 12$$

Soit : **$h_t = 12\text{cm}$**

➤ **Conclusion**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n= 100 \text{ cm}$ hauteur de la nervure.

$b_n= 50\text{cm}$ largeur de la nervure.

$h_d= 30\text{cm}$ hauteur de la dalle.

$h_t= 12\text{cm}$ hauteur de la dalle flottante.

➤ **Détermination de la surface nécessaire du radier**

Charge permanente de la structure : $G=12239.18\text{KN}$

Charge d'exploitation de la structure : $Q= 2430.26 \text{ KN}$

a) **Combinaison d'actions**

- **L'ELU :** $N_u=1,35G+ 1,5Q=20168.283 \text{ KN}$.
- **L'ELS:** $N_s= G+Q = 14669.44\text{KN}$.

b) **Détermination de la surface nécessaire du radier**

- **L'ELU**

$$S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_U}{1.33\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{20168.283}{1.33 \times 200} = 75.820\text{m}^2$$

- **L'ELS**

$$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{14669.44}{200} = 73.347m^2$$

D'où:

$$S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}, S_{nec}^{ELS})$$

$$S_{rad} = \max(75.820m^2; 73.347m^2) = 75.820m^2$$

$$S_{bat} = 163 > S_{rad} = 75.820m^2$$

➤ **Remarque**

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposant les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2} \text{ cm}; 30 \text{ cm}\right).$$

On prend: $L_{déb} = 50\text{cm}$.

D'après le calcul, la surface du débord :

$$S_{déb} = [(L_x + L_y) \times L_{déb}] \times 2$$

$$S_{déb} = (15.90 + 9.6) \times 2 \times 0,50 = 25.5 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier:

$$S_{radier} = S_{bat} + S_{déb}$$

$$S_{radier} = 163 + 25.5 = 188.5 \text{ m}^2.$$

VI.3.3.2. Calcul des sollicitations

a) Charge permanente

Poids rad = (Pds de la dalle) + (Pds de la nervure) + (Pds de la dalle flottante) + (Pds T.V.O)

- **Poids de la dalle**

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b = 188.5 \times 0,3 \times 25 = 1413.75\text{KN}$$

- **Poids de la nervure**

$$P_{nervure} = b_n (h_n - h_d) \rho_b (L_x \times n + L_y \times m) = 0,5 \times (1 - 0,3) \times (15.9 \times 6 + 9.60 \times 2) \times 25$$

$$P_{nervure} = 1002.75 \text{ KN}$$

- **Poids de T.V.O :**

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) (h_n - h_d) \rho_{TVO}$$

$$P_{TVO} = (188.5 - 57.30) \times (1 - 0,3) \times 17 = 1561.28\text{KN}$$

Sachant que: $S_{ner} = b_n \cdot l_x \cdot n + b_n \cdot l_y \cdot m = 0,5 \times (15.9 \times 6 + 9.60 \times 2) = 57.30m^2$

- **Poids de la dalle flottante**

$$P_{df} = S_{rad} \times e_{pdf} \times \rho_b$$

$$P_{df} = 188.5 \times 0,12 \times 25 = 565.50 \text{ KN}$$

$$G_{rad} = P_{dalle} + P_{ner} + P_{tvo} + P_{df}$$

$$G_{rad} = 1413.75 + 1002.75 + 1561.28 + 565.50 = 4543.280 \text{ KN}$$

Donc: Le poids totale du radier $G_{rad} = 4543.280 \text{ KN}$

b) Surcharges d'exploitation

$$\text{Surcharge de bâtiment : } Q_{bat} = 6879.83 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge de radier : } Q_{rad} = 3,5 \times S_{rad}$$

$$Q_{rad} = 3,5 \times 188.50 = 659.750 \text{ KN}$$

c) Poids total de la structure

$$G_t = G_{bat} + G_{rad} = 12239.18 + 4543.280 = 16782.46 \text{ KN}$$

$$Q_t = Q_{bat} + Q_{rad} = 2430.26 + 659.750 = 3090.01 \text{ KN}$$

d) Combinaison d'actions

$$\text{L'ELU : } N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 16782.46 + 1.5 \times 3090.01 = 27291.336 \text{ KN}$$

$$\text{L'ELS : } N_s = G + Q = 16782.46 + 3090.01 = 19872.47 \text{ KN}$$

VI.3.3.3. Les vérifications
A. Vérification à a contrainte de cisaillement (BAEL91 Art A.5.1.1)

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,25 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m}; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \cdot 0,3 = 0,27 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{27291.336 \times 1}{188.5} \times \frac{4,80}{2} = 347,48 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{347.48 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

B. 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 :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_j (K=0)$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_j (K=0)$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

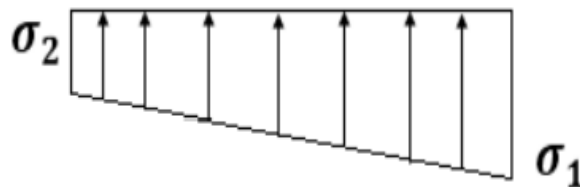


Figure VI.2 : Diagramme des contraintes.

On doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{\text{sol}}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

- **Calcul du centre de gravité du radier**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot x_i}{\sum S_i} = 7.95\text{m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot y_i}{\sum S_i} = 4.8\text{m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{15.90 \times 9.6^3}{12} = 1172.275 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{9.6 \times 15.90^3}{12} = 3215.743 \text{ m}^4$$

- **Calcul des moments**

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec: $h = h_n + h_d = 100 + 30 = 130 \text{ cm}$

$$M_{xx} = 12134.457 + 797.03 \times 1.3 = 13170.596 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 12822.62 + 836.12 \times 1.3 = 13909.576 \text{ KN.m}$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN}/23.79 \text{ m}^2$$

➤ **Stabilité du radier (sens longitudinal)**

- **A l'ELU**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{27291.336}{188.5} + \frac{13170.596}{1172.275} \times 7.95 = 234.10 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{27291.336}{188.5} - \frac{13170.596}{1172.275} \times 7.95 = 55.462 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 234.10 + 55.462}{4} = \frac{189.440 \text{ KN}}{\text{m}^2} < 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{CV}$$

- **A l'ELS**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{19872.47}{188.5} + \frac{13170.596}{1172.275} \times 7.95 = 194.743 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{19872.47}{188.5} - \frac{13170.596}{1172.275} \times 7.95 = 16.105 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 194.743 + 16.105}{4} = 150.08 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{CV}$$

➤ **Stabilité du radier (sens transversal)**

- **A l'ELU**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{27291.336}{188.5} + \frac{13909.576}{3215.743} \times 4.8 = 165.543 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{27291.336}{188.5} - \frac{13909.576}{3215.743} \times 4.8 = 124.019 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 165.543 + 124.019}{4} = 155.162 \text{ KN/m}^2 < 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{CV}$$

- **A l'ELS**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{19872.47}{188.5} + \frac{13909.576}{3215.743} \times 4.8 = 126.186 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{19872.47}{188.5} - \frac{13909.576}{3215.743} \times 4.8 = 84.662 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 126.186 + 84.662}{4} = 115.805 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{CV}$$

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

	ELU				ELS				Obs
	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_m (MPa)	$1,33\sigma_{sol}$	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_m (MPa)	σ_{sol}	
X-X	234.10	55.462	189.440	266	194.743	16.105	150.08	200	OK
Y-Y	165.543	124.019	155.162	266	126.186	84.662	115.805	200	OK

C. Vérification au poinçonnement (Art.A.5.2.42 BAEL91modifiées 99) :

Aucun calcul n'exige si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq (0,07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}) / \gamma_b$$

Avec: N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a: épaisseur du voile ou du poteau.

b: Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m)

h: épaisseur totale du radier.

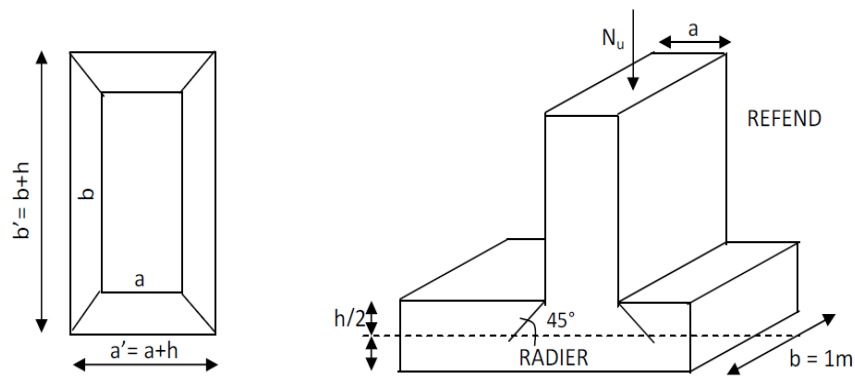


Figure VI.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

➤ **Calcul du périmètre utile μ_c :**

• **Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.4 + 0.4 + 2 \times 1) = 5.6 \text{ m}$$

$$N_u = 0.07 \times 5.6 \times 1 \times 25 \times 10^3 / 1.5 = 6533.33 \text{ KN.}$$

$$N_{u,\text{poteau}} = 1070.04 \text{ KN} < N_u = 6533.33 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Voile :**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.2 + 2 + 2 \times 1) = 8.4$$

$$N_u = 0.07 \times 8.4 \times 1 \times 25 \times 10^3 / 1.5 = 9800 \text{ KN}$$

$$N_{u,\text{voile}} = 833.89 \text{ KN} < N_u = 9800 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

D. Vérification de l'effort de sous pression

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique

$$P > P' \text{ Avec } P' = \alpha \times S_{\text{radier}} \times \gamma \times Z$$

P : poids total du bâtiment à la base du radier.

$\alpha = 1,5$: coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement.

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$)

z : profondeur de l'infrastructure. ($h = 0.7 \text{ m}$)

$$P = 16782.46 \text{ KN}$$

$$P' = 1.5 \times 188.5 \times 10 \times 0.7 = 1979.25 \text{ KN}$$

$$P = 16782.46 \text{ KN} > P' = 1979.25 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

VI.4. Ferrailage du radier

VI.4.1. Ferrailage de la dalle du radier

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastrés sur 04 appuis.

VI.4.1.1. Identification du panneau le plus sollicité

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité aux dimensions suivantes :

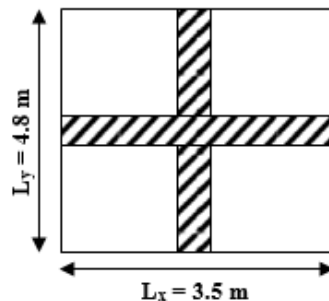


Figure VI.4. Le panneau le plus sollicité.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.5}{4.8} = 0.73$$

$0,4 \leq \rho \leq 1$ donc la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- A l'ELU

$$\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(189.440 ; 155.162) = 189.440 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 189.440 - \frac{4543.280}{188.5} = 165.34 \text{ KN/m}^2.$$

- A l'ELS

$$\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(150.08 ; 115.805) = 150.08 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_m(\text{ELs}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 150.08 - \frac{4543.280}{188.5} = 125,98 \text{KN/m}^2$$

VI.4.1.2. Calcul a l'ELU ($v = 0$)

$$\rho = 0.73 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0646 \\ \mu_y = 0,479 \end{cases}$$

➤ Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0646 \times 165.34 \times 3.5^2 = 130.841 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.479 \times 130.841 = 62.673 \text{KN.m}$$

➤ Remarque

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant des coefficients suivants :

✓ Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$.
- Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$.

✓ Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

- Moment en travée : $0,85M_{0x}$ ou $0,85M_{0y}$.
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$.
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$.

• Moments en travées

$$M_t^x = 0,75M_x = 0,75 \times 130.841 = 98.130 \text{KN.m.}$$

$$M_t^y = 0,75M_y = 0,75 \times 62.673 = 47 \text{KN.m.}$$

• Moments sur appuis

$$M_a^x = -0,5 M_x = -0,5 \times 130.841 = -65.420 \text{KN.m.}$$

$$M_a^y = -0,5 M_y = -0,5 \times 62.673 = -31.34 \text{KN.m}$$

VI.4.1.3. Ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml :

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $d = 27 \text{ cm}$.

➤ Ferrailage longitudinal suivant le sens x-x

• En travée

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{98.130 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.094 < 0.392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.094 \rightarrow \beta_u = 0.951$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{98.130 \times 10^3}{0.951 \times 27 \times 348} = 10.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 6HA16 = 12.06 cm², avec un espacement de 15 cm.

• Aux appuis

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{65.420 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.063 < 0.392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,063 \rightarrow \beta_u = 0.967$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{65.420 \times 10^3}{0,967 \times 27 \times 348} = 7.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 6HA14 = 9.23cm², avec un espacement de 15 cm.

➤ Ferrailage longitudinal suivant le sens y-y

• En travée

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{47 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.0454 < 0.392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,0454 \rightarrow \beta_u = 0.976$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{47 \times 10^3}{0.976 \times 27 \times 348} = 5.125 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 6HA14 = 9.23 cm², avec un espacement de 15 cm.

• Aux appuis

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{31.34 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.0302 < 0.392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.0302 \rightarrow \beta_u = 0.985$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{31.34 \times 10^3}{0.985 \times 27 \times 348} = 3.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 6HA12 = 6.78 cm², avec un espacement de 15 cm.

Les résultats de ferrailage de panneau le plus sollicité sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Résultats des ferrillages

Sens	Zone	M _u (KN.m)	μ	B	Section	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	S _t (cm)
x-x	Travée	98.130	0.094	0.951	SSA	10.98	6HA16 = 12.06	15
	Appuis	-65.420	0.063	0.967	SSA	7.20	6HA14 = 9.23	15
y-y	Travée	47	0.0454	0.976	SSA	5.125	6HA14 = 9,23	15
	Appuis	- 31.34	0.0302	0.985	SSA	3.38	6HA12 = 6,78	15

VI.4.1.4. Vérification à l'ELU

A. Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99)

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \rho}{2} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400.}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,73}{2} = 2,724 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Tableau VI.4 : Vérification de condition de non fragilité.

Sens	Zone	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
X-X	Appuis	7.20	2.724	Condition vérifiée
	Travée	10.98		Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	3.38	2.724	Condition vérifiée
	Travée	5.125		Condition vérifiée

B. Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL 91/modifié 99) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ **Dans le sens xx :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Dans le sens yy**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

B. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\}$$

Avec : $P = q_{\text{um}} \cdot l_x \cdot l_y = 165.34 \times 3.5 \times 4.8 = 2777.712\text{KN.}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = \min \{3.33\text{MPa}; 5\text{MPa}\} = 3.33\text{MPa}$$

➤ **Sens x-x**

$$V_U = \frac{p}{3l_y} = \frac{2777.712}{3 \times 4.8} = 192.896\text{KN/ml}$$

➤ **Sens y-y**

$$V_U = \frac{p}{2l_y + l_x} = \frac{2777.712}{2 \times 4.8 + 3.5} = 212.039\text{KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{212.039 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.79$$

$$\tau_u = 0.79\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.4.1.5. Calcul et vérification à l'ELS ($v = 0,2$)

$$\rho = 0.73 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0708 \\ \mu_y = 0.620 \end{cases}$$

$$q_s = 125,98\text{KN/m}^2$$

➤ **Calcul des moments M_{0x} et M_{0y}**

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0708 \times 125.98 \times 3.5^2 = 109.262\text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.620 \times 109.262 = 67.742\text{KN.m}$$

- **Moments en travées**

$$M_t^x = 0,75M_x = 0,75 \times 109.262 = 81.95 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0,75M_y = 0,75 \times 67.742 = 50.81 \text{ KN.m.}$$

- **Moments sur appuis**

$$M_a^x = -0,5 M_x = -0,5 \times 109.262 = -54.631 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^y = -0,5 M_y = -0,5 \times 67.742 = -33.871 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton**

➤ **Sens longitudinal**

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}; \quad \sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

- **En travées**

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 12.06}{100 \times 27} = 0.446 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.896 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{33.08} = 0.0302 \end{cases}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{81.95 \times 10^3}{0.896 \times 27 \times 12.06} = 280.89 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{ser} = 280.89 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.0302 \times 280.89 = 8.482 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis**

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9.23}{100 \times 27} = 0.342 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.909 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{39.95} = 0.025 \end{cases}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{54.631 \times 10^3}{0.909 \times 27 \times 9.23} = 241.162 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{ser} = 241.162 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.025 \times 241.162 = 6.03 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal**

- **En travées**

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9.23}{100 \times 27} = 0.342 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.909 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{39.95} = 0.025 \end{cases}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{50.81 \times 10^3}{0.909 \times 27 \times 9.23} = 224.30 \text{MPa.}$$

$\sigma_{ser} = 224.30 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

$\sigma_{bc} = 0.025 \times 224.30 = 5.61 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

• Aux appuis

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 27} = 0.251 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.920 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{47.50} = 0.0210 \end{cases}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{33.871 \times 10^3}{0.920 \times 27 \times 6.78} = 201.116 \text{MPa.}$$

$\sigma_{ser} = 201.116 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

$\sigma_{bc} = 0.0210 \times 201.116 = 4.223 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	zone	As (cm ²)	M _s (KN.m)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{st} (MPa)	σ _b (MPa)	σ _b (MPa)	OBS
X-X	Travée	12.06	81.95	0.446	0.896	33.08	280.89	348	8.482	15	Condition vérifiée
	Appuis	9.23	54.631	0.342	0.909	39.95	241.162	348	6.03	15	Condition vérifiée
Y-Y	Travée	9.23	50.81	0.342	0.909	39.95	224.30	348	5.61	15	Condition vérifiée
	Appuis	6.78	33.871	0.251	0.920	47.50	201.116	348	4.223	15	Condition vérifiée

➤ **Remarque**

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

VI.4.2. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

VI.4.2.1. Sollicitation de calcul

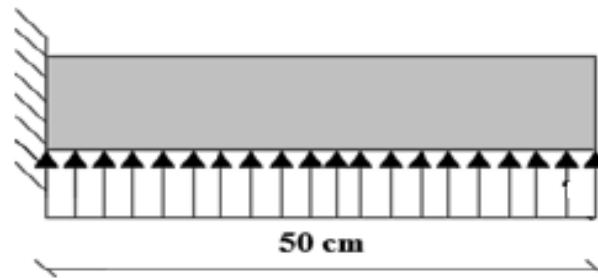


Figure VI.5 : Schéma statique du débord.

À l'ELU : $q_u = 165.34 \text{ KN/ml}$.

$$M_U = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-165.34 \times 0.5^2}{2} = -20.68 \text{ KN}.$$

À l'ELS : $q_s = 125.98 \text{ KN/ml}$.

$$M_S = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-125.98 \times 0.5^2}{2} = -15.75 \text{ KN}$$

VI.4.2.2. Calcul des armatures

- Armatures principales

$b = 1 \text{ m}$; $d = 37 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $M_u = -20.67 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20.67 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.02$$

$\mu = 0.02 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ Section simplement armée ($A_s' = 0$)

$\mu = 0.02 < \beta = 0.990$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{20.67 \times 10^3}{0.990 \times 27 \times 348} = 2.22 \text{ cm}^2.$$

Soit : $6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 15 cm.

- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

On prend $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 25 cm.

V.4.2.3. Vérification à l'ELU

$$A_{\min} = 0,23 \text{ b.d.} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2.$$

$A_u = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2$Condition vérifiée

VI.4.2.4. Vérification à l'ELS

- **Vérification de l'état limite de compression dans le béton**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = K_1 \cdot \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{\text{b.d}} = \frac{100 \times 4.71}{100 \cdot 27} = 0,174 \rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0.204 \\ \beta_1 = 0.932 \end{cases}$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15 (1 - \alpha_1)} = 0,017$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot \text{d} \cdot A_s} = \frac{15.75 \times 10^6}{0,932 \times 270 \times 471} = 132.886 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K_1 \cdot \sigma_s = 0.017 \times 132.886 = 2.259 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.259 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 132.886 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 132.886 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Remarque**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaire au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

VI.4.3. Ferrailage de la nervure

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure

seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

Cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

- **Cas de chargement trapézoïdal :**

$$\text{Moment fléchissant : } I_m = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } I_t = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$

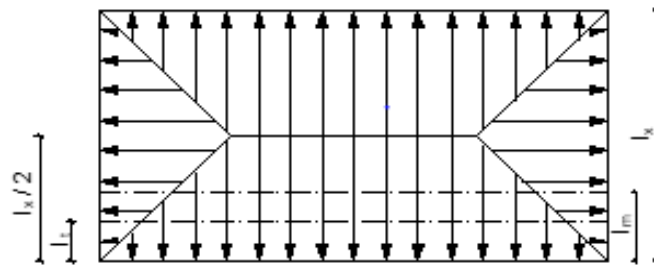


Figure VI.5 : Répartition trapézoïdale.

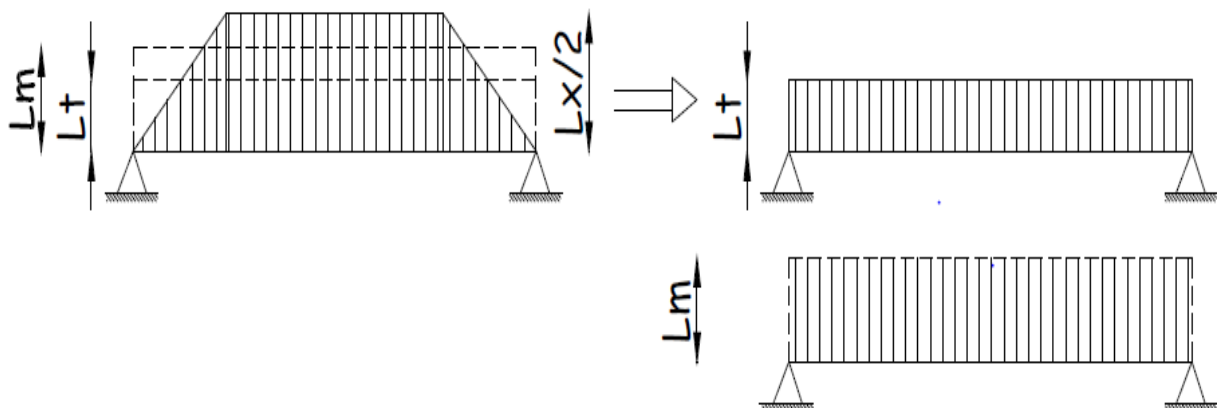


Figure VI.6 : Présentation du chargement simplifié.

VI.4.3.1. Charges revenant à la nervure

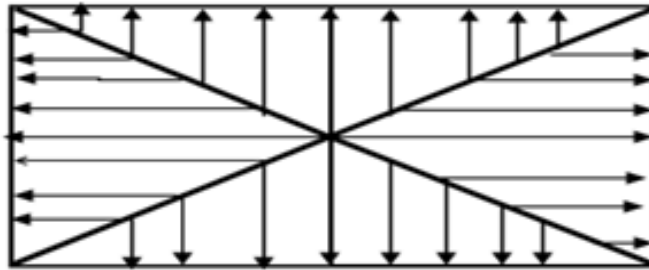


Figure VI.7 : Répartition triangulaire.

- **Pour les charges triangulaires**

Moment fléchissant : $I_m = 0.333l_x$

Effort tranchant $I_t = 0.25xl_x$

- **Pour les charges trapézoïdales**

Moment fléchissant : $I_m = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$

Effort tranchant : $I_t = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$

Les charges à considérer :

- **Pour les moments fléchissant**

$$Q_{um} = q_u \times I_m$$

$$Q_{sm} = q_s \times I_m$$

- **Efforts tranchant**

$$Q_{ut} = q_u \times I_t$$

$$Q_{st} = q_s \times I_t$$

➤ **Détermination des charges**

- **ELU**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(189.440 - \frac{4543.280}{188.5} - \frac{1002.75}{57.30} \right) = 147.837 \text{KN/m}^2$$

- **ELS**

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right) = \left(150.08 - \frac{4543.280}{188.5} - \frac{1002.75}{57.30} \right) = 108.477 \text{KN/m}^2$$

➤ **Remarque**

Pour calculer ces nervures, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens, Soit la file 2 dans le sens X-X et la file B dans les sens Y-Y.

Sens longitudinal (file 2)

Tableau VI.6 : Chargement de la nervure la plus sollicitée dans le sens longitudinal.

Travée	panneau	l _x (m)	l _y (m)	ρ _x	chargement	l _m (m)	l _t (m)	q _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _{um} (KN/m)	Σ Q _{um} (KN/m)	Q _{sm} (KN/m)	Σ Q _{sm} (KN/m)	Q _{ut} (KN/m)	Σ Q _{ut} (KN/m)	Q _{st} (KN/m)	Σ Q _{st} (KN/m)
AB	1	3	4.8	0.625	triangulaire	1	0.75	147.837	108.477	147.69	295.38	108.37	216.74	110.88	221.76	81.36	162.72
	2	3	4.8	0.625	triangulaire	1	0.75	147.837	108.477	147.69		108.37		110.88		81.36	
BC	1	3.5	4.8	0.729	triangulaire	1.17	0.88	147.837	108.477	172.30	344.61	126.43	252.86	129.36	258.71	94.92	189.83
	2	3.5	4.8	0.729	triangulaire	1.17	0.88	147.837	108.477	172.30		126.43		129.36		94.92	
CD	1	3	4.8	0.625	triangulaire	1	0.75	147.837	108.477	147.69	295.38	108.37	216.74	110.88	221.76	81.36	162.72
	2	3	4.8	0.625	triangulaire	1	0.75	147.837	108.477	147.69		108.37		110.88		81.36	
DE	1	3.5	4.8	0.729	triangulaire	1.17	0.88	147.837	108.477	172.30	344.611	126.43	252.86	129.36	258.71	94.92	189.83
	2	3.5	4.8	0.729	triangulaire	1.17	0.88	147.837	108.477	172.30		126.43		129.36		94.92	
EF	1	3	4.8	0.625	triangulaire	1	0.75	147.837	108.477	147.69	295.38	108.37	216.74	110.88	221.76	81.36	162.72
	2	3	4.8	0.625	triangulaire	1	0.75	147.837	108.477	147.69		108.37		110.88		81.36	

➤ Sens transversal (file B)

Tableau VI.7 : Chargement de la nervure la plus sollicitée dans le sens transversal.

Travée	Panneau	l _x (m)	l _y (m)	ρ _x	chargement	l _m (m)	l _t (m)	q _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _{um} (KN/m)	Σ Q _{um} (KN/m)	Q _{sm} (KN/m)	Σ Q _{sm} (KN/m)	Q _{ut} (KN/m)	Σ Q _{ut} (KN/m)	Q _{st} (KN/m)	Σ Q _{st} (KN/m)
1-2	1	4.8	3	0.625	trapézoïdal	1.30	1.21	147.837	108.477	192.88	405.74	141.53	297.72	178.44	368.38	130.94	270.30
	2	4.8	3.5	0.729	trapézoïdal	1.44	1.28	147.837	108.477	212.86		156.19		189.94		139.37	
2-3	1	4.8	3	0.625	trapézoïdal	1.30	1.21	147.837	108.477	192.88	405.74	141.53	297.72	178.44	368.38	130.94	270.30
	2	4.8	3.5	0.729	trapézoïdal	1.44	1.28	147.837	108.477	212.86		156.19		189.94		139.37	

VI.4.3.2. Détermination des sollicitations

Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel d'ETABS.

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

➤ **Sens longitudinal**



Figure VI.8 : Chargement à l'ELU pour les moments fléchissant dans le sens longitudinal.

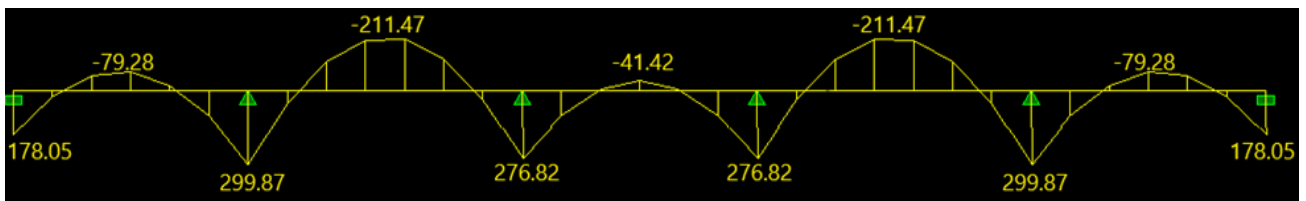


Figure VI.9 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU dans le sens longitudinal.



Figure VI.10: Chargement à l'ELU pour les efforts tranchants dans le sens longitudinal.

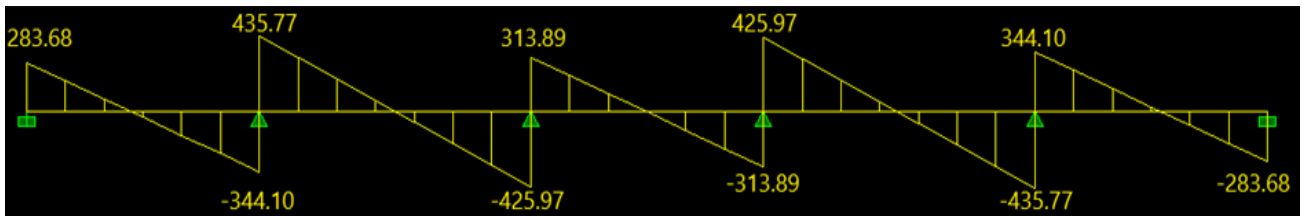


Figure VI.11 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU dans le sens longitudinal.

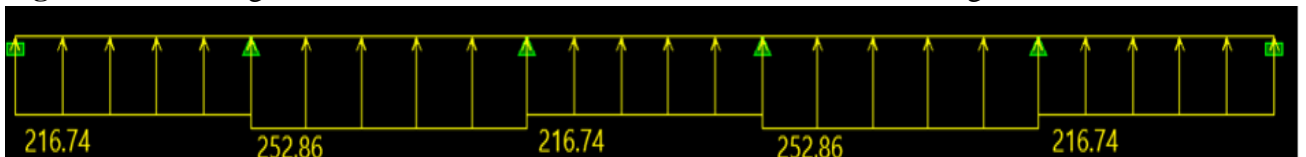


Figure VI.12: Chargement à l'ELS pour les moments fléchissant dans le sens longitudinal.



Figure VI.13: Diagramme des moments fléchissant à L'ELS dans le sens longitudinal.



Figure VI.14 : Chargement à l'ELS pour les efforts tranchants dans le sens longitudinal.

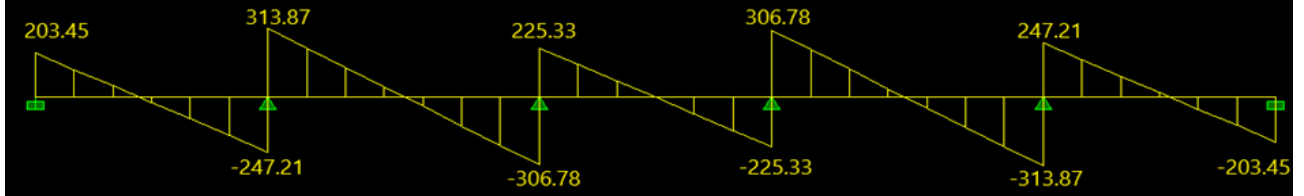


Figure VI.15: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS dans le sens longitudinal.

➤ Sens transversal

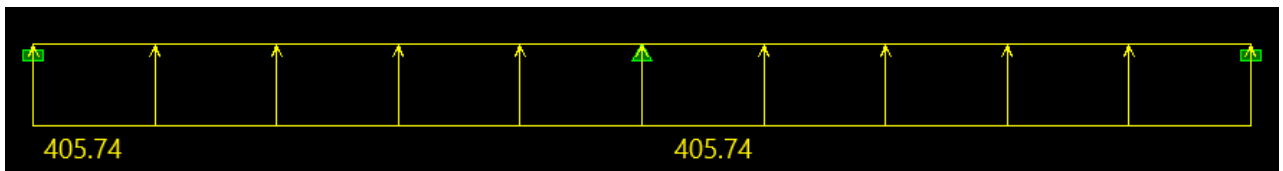


Figure VI.16 : Chargement à l'ELU pour les moments fléchissant dans le sens transversal.

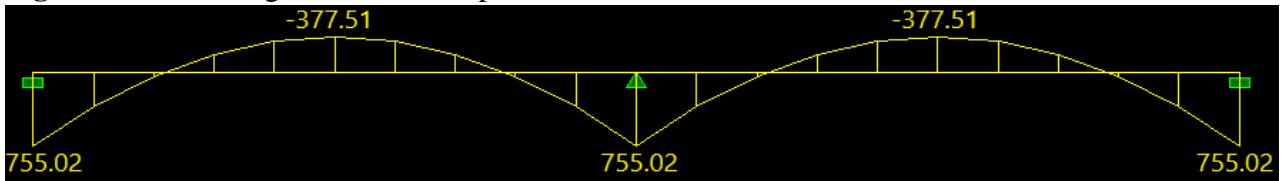


Figure VI.17 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU dans le sens transversal.

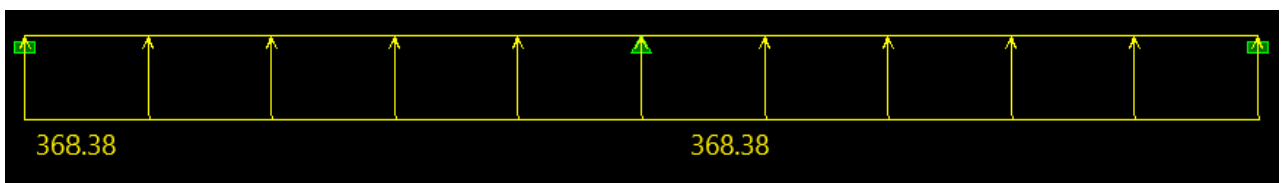


Figure VI.18: Chargement à l'ELU pour les efforts tranchant dans le sens transversal.

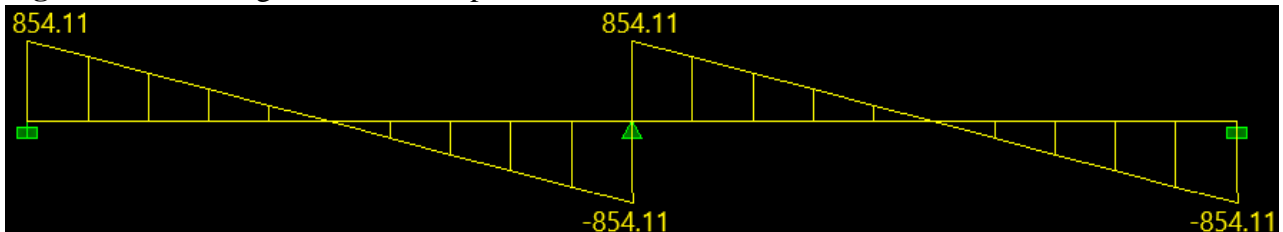


Figure VI.19 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU dans le sens transversal.

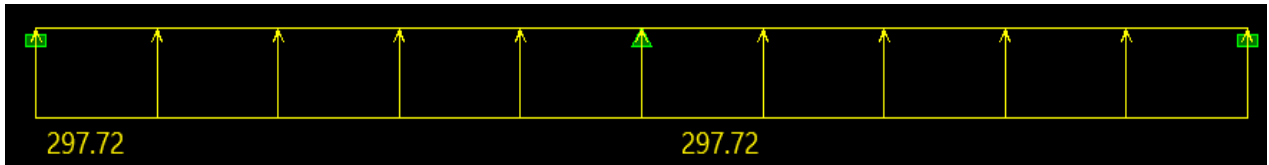


Figure VI.20 : Chargement à l'ELS pour les moments fléchissant dans le sens transversal.

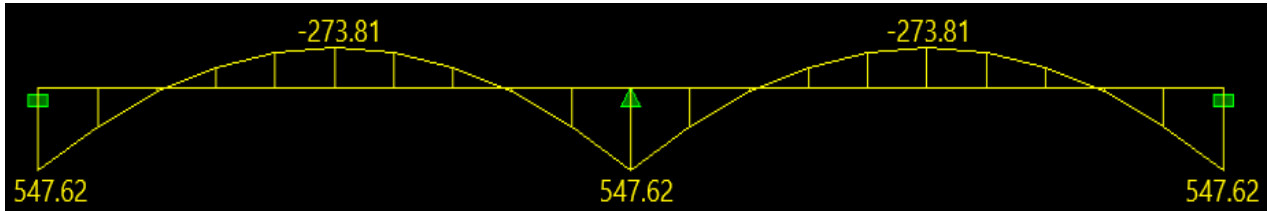


Figure VI.21 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS dans le sens transversal.

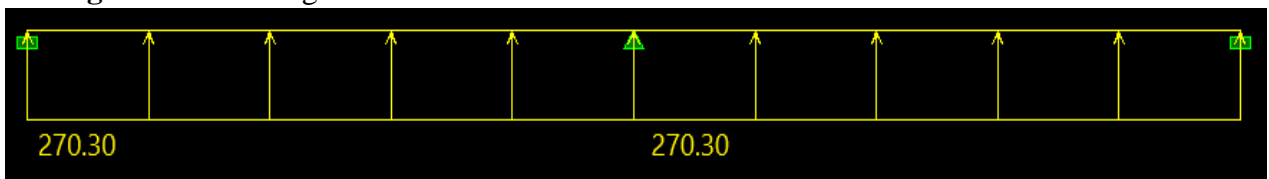


Figure VI.22: Chargement à l'ELS pour les efforts tranchant dans le sens transversal.

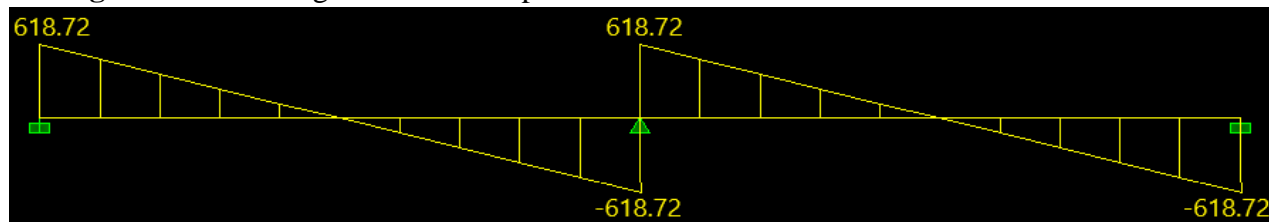


Figure VI.23 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS dans le sens transversal.

➤ Sollicitations maximales

Tableau VI.8.Les efforts internes dans les nervures.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	299.87	216.91	755.02	547.62
M_{tmax} (KN.m)	-211.47	-135.20	-377.51	-273.81
T_{max} (KN)	435.77	313.87	854.11	618.72

➤ **Armatures longitudinale**

$$\mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 f_{bc}} \quad ; \quad A_a = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

B=50 cm ; h=100cm ; c=5cm ; d=95cm ; $f_{bc}= 14.2 \text{MPa}$; $\sigma_{st}= 348 \text{MPa}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.9: Le ferrailage adopté pour la nervure.

Sens	Zone	$M_u(\text{KN.m})$	μ	β	Section	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$
x-x	Appuis	299.87	0.046	0.976	SSA	9.29	6HA16 = 12.06
	Travée	211.47	0.033	0.984	SSA	6.50	4HA16= 8.04
y-y	Appuis	755.02	0.117	0.938	SSA	24.34	4HA20+6HA16=24.62
	Travée	377.51	0.058	0.970	SSA	11.77	6HA16=12.06

➤ **Calcul des armatures transversales (Art A.7.2.2/BAEL 91modifiée 99)**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{mm.}$$

Soit : $\phi = 8 \text{ mm}$

➤ **Espacement des armatures**

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l \max} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{25; 24\} = 24 \text{cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

- **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{cm}$$

Soit : $S_t = 20\text{cm}$

➤ **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).

➤ **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3\text{cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3\text{cm}^2$$

On opte pour : **2HA14 = 3,08 cm²**

VI.4.3.4. Vérification à L'ELU

A. Condition de non fragilité du béton (Art. A.4.2.1 / BAEL91 modifiées 99)

Il faut vérifier que : $A_{\text{adopte}} \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 50 \times 95 \times \frac{2,1}{400} = 5.73\text{cm}^2$$

➤ **Sens longitudinal**

• **Aux appuis**

$$A_a = 12.06\text{cm}^2 > A_{\min} = 5.73\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travées :**

$$A_t = 8.04 > A_{\min} = 5.73 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal**

• **Aux appuis**

$$A_a = 24.62\text{cm}^2 > A_{\min} = 5.73\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travées :**

$$A_t = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.73 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

B. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

➤ Sens longitudinal

$$T_u^{\max} = 435.77 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{435.77 \times 10^3}{500 \times 950} = 0.917 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sens transversal

$$T_u^{\max} = 854.11 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{854.11 \times 10^3}{500 \times 950} = 1.798 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.3.5. Vérification à l'ELS

➤ Vérification de l'état limite de compression dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

➤ Vérification de la contrainte dans les aciers

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

Les résultats des calculs sont donnés dans le tableau suivant :

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

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
x-x	Appuis	12.06	216.91	0.253	0.920	47.50	205.78	348	4.33	15	Cv
	Travée	8.04	135.20	0.169	0.933	59.63	189.72	348	3.18	15	Cv
y-y	Appuis	24.62	547.62	0.518	0.892	31.30	262.48	348	8.38	15	Cv
	Travée	12.06	273.81	0.253	0.920	47.50	259.77	348	5.46	15	Cv

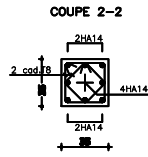
Conclusion Générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes les connaissances acquises durant le cursus universitaire, ainsi que d'approfondir d'avantage nos connaissances concernant le domaine du bâtiment, tout en respectant la réglementation en vigueur.

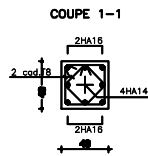
D'après l'étude qu'on a fait, il convient de signaler que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet, pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citons ETABS que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

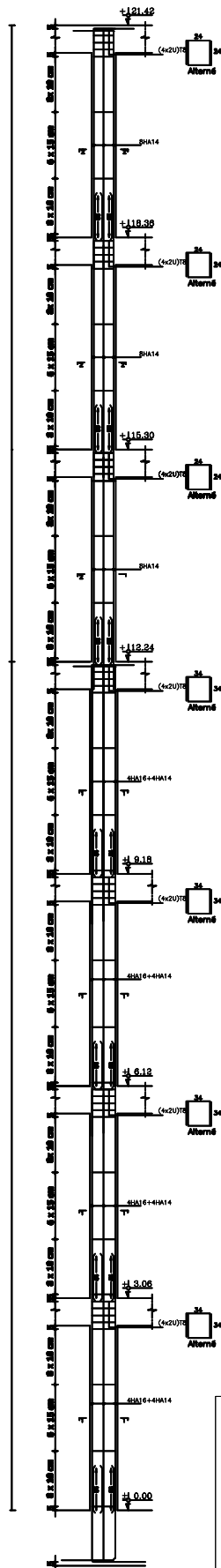
Ce travail est une contribution que nous espérons qu'elle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.



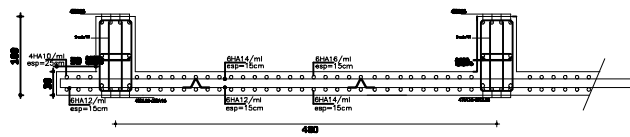
ZONE II



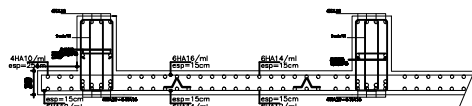
ZONE I



République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : AGROUCHE NADJET SIARI AMIRA	Titre : Plan de Ferrailage des poteaux	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mr BAZIZ.K		Promotion: 2022

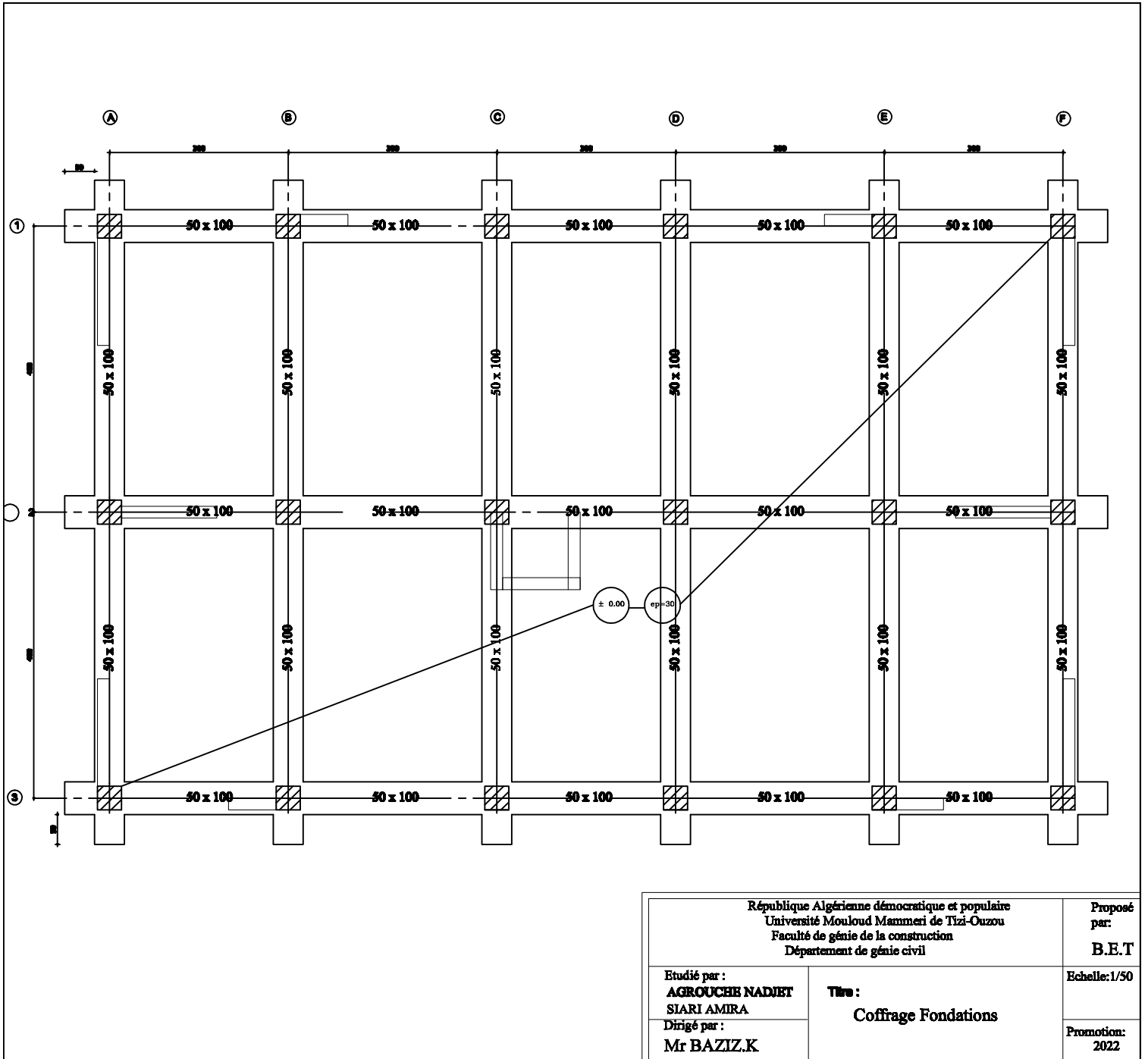


Ferraillage du radier dans le sens Y-Y



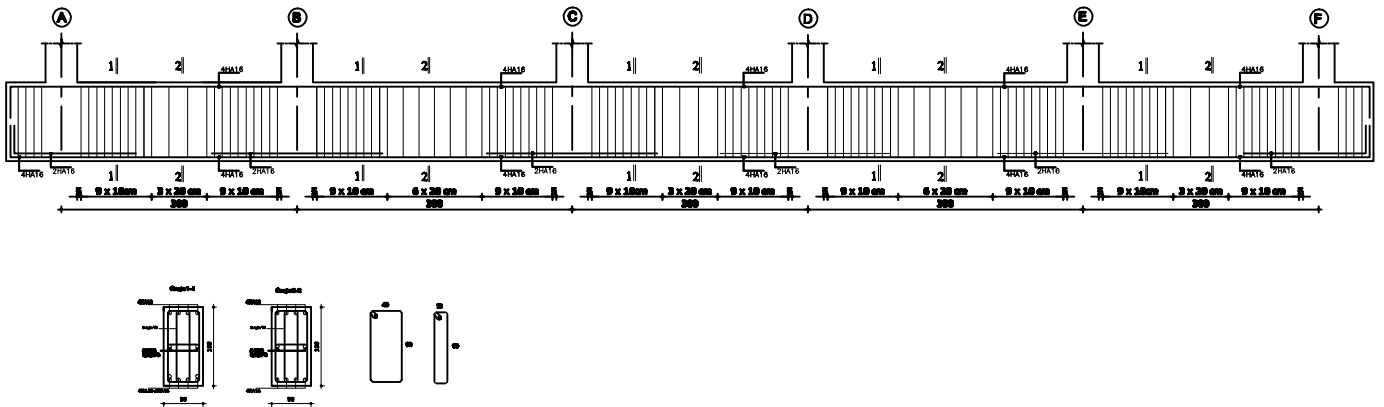
Ferraillage du radier dans le sens X-X

République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : AGROUCHE NAJDET SIARI AMIRA Dirigé par : Mr BAZIZ.K	Titre : Plan de Ferraillage du radier	Echelle: 1/50 Promotion: 2022

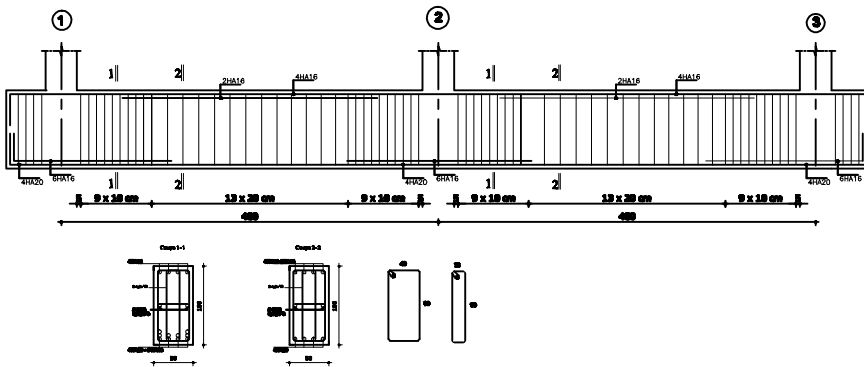


République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : AGROUCHE NAJDET SIARI AMIRA Dirigé par : Mr BAZIZ.K	Titre : Coffrage Fondations	Echelle: 1/50 Promotion: 2022

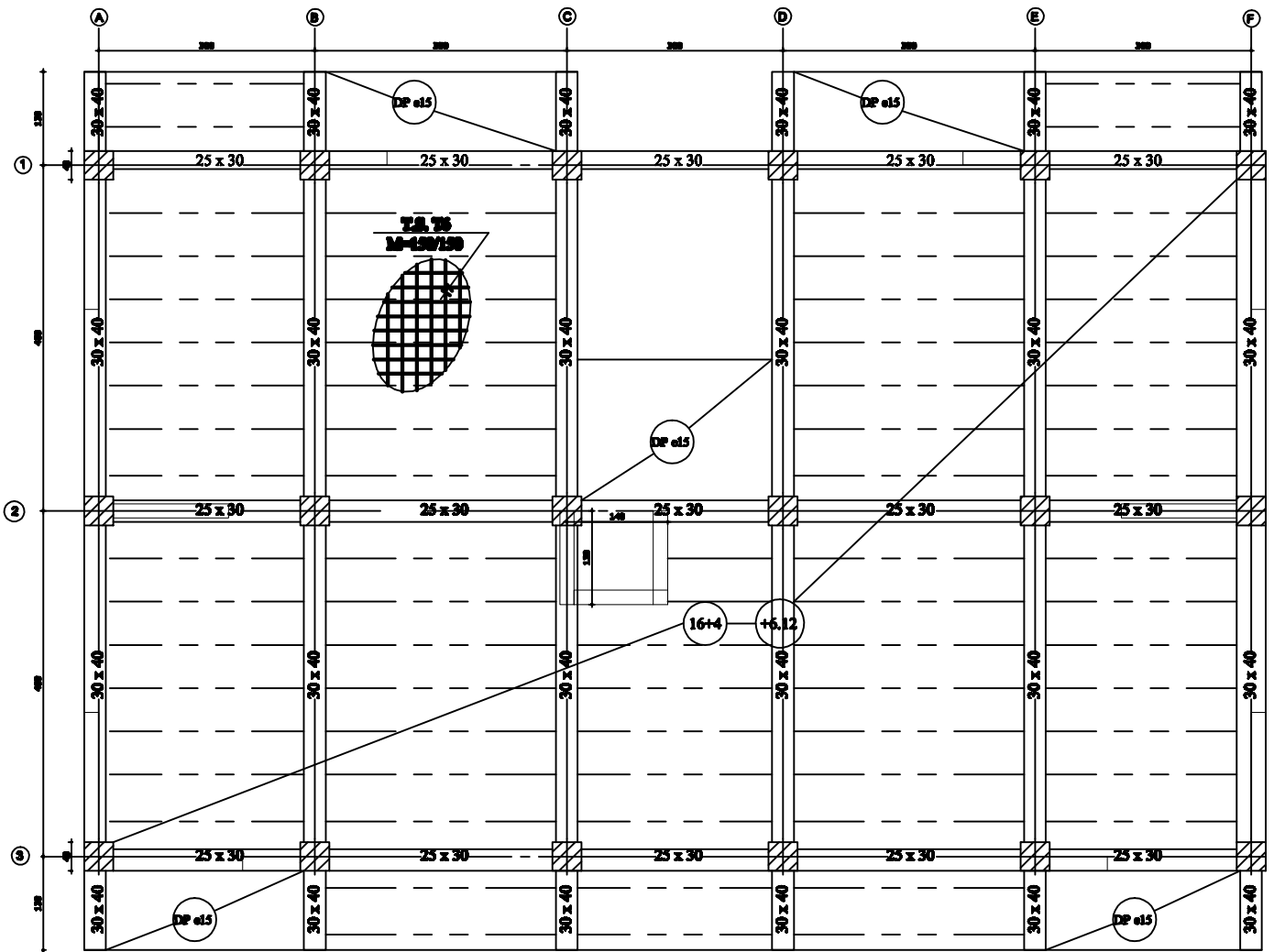
Nervures sens X-X



Nervures sens Y-Y

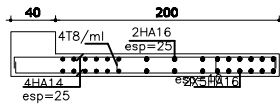


République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : AGROUCHE NAJDET SIARI AMIRA Dirigé par : Mr BAZIZ.K	Titre : Plan de Ferrailage des nervures	Echelle: 1/50 Promotion: 2022

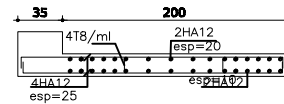


République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : AGROUCHE NAJDET SIARI AMIRA Dirigé par : Mr BAZIZ.K	Titre : Plan de Coffrage étage courant	Echelle: 1/50 Promotion: 2022

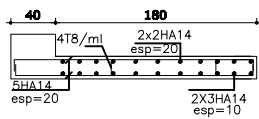
Voile L=2m zone I



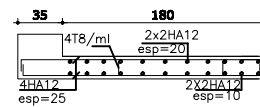
Voile L=2m zone II



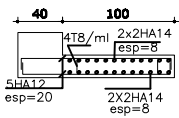
Voile L=1.8m zone I



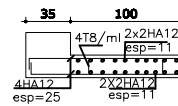
Voile L=1.8m zone II



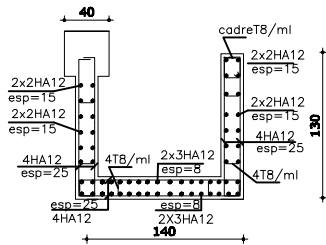
Voile L=1m zone I



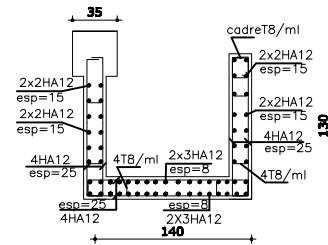
Voile L=1m zone II



Voile cage d'ascenseur zone I



Voile cage d'ascenseur zone II



République Algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

Proposé par:
 B.E.T

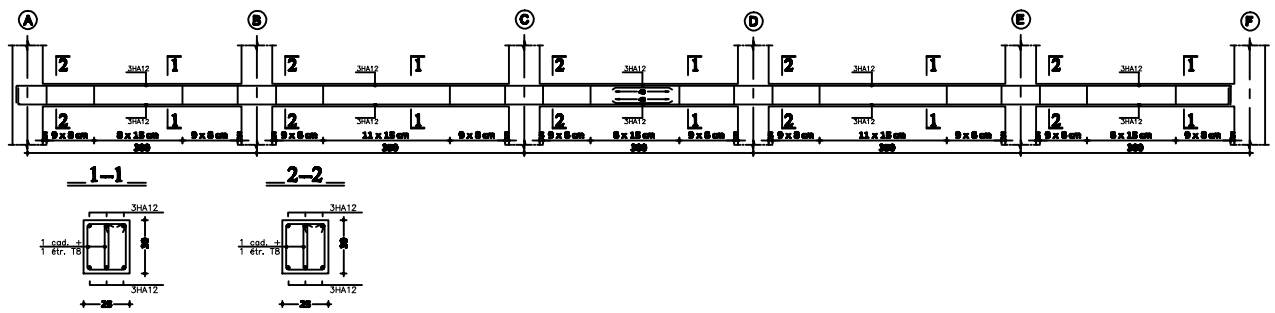
Etudié par :
 AGROUCHE NADJET
 SIARI AMIRA
 Dirigé par :
 Mr BAZIZ.K

Titre :
 Plan de ferrailage des voiles

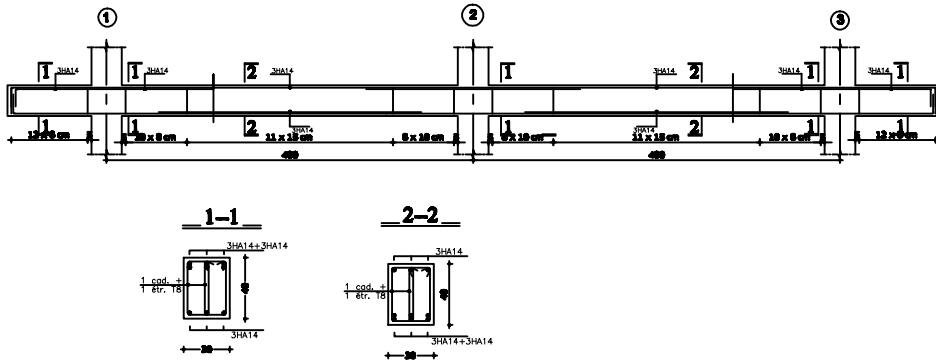
Echelle: 1/50

Promotion:
 2022

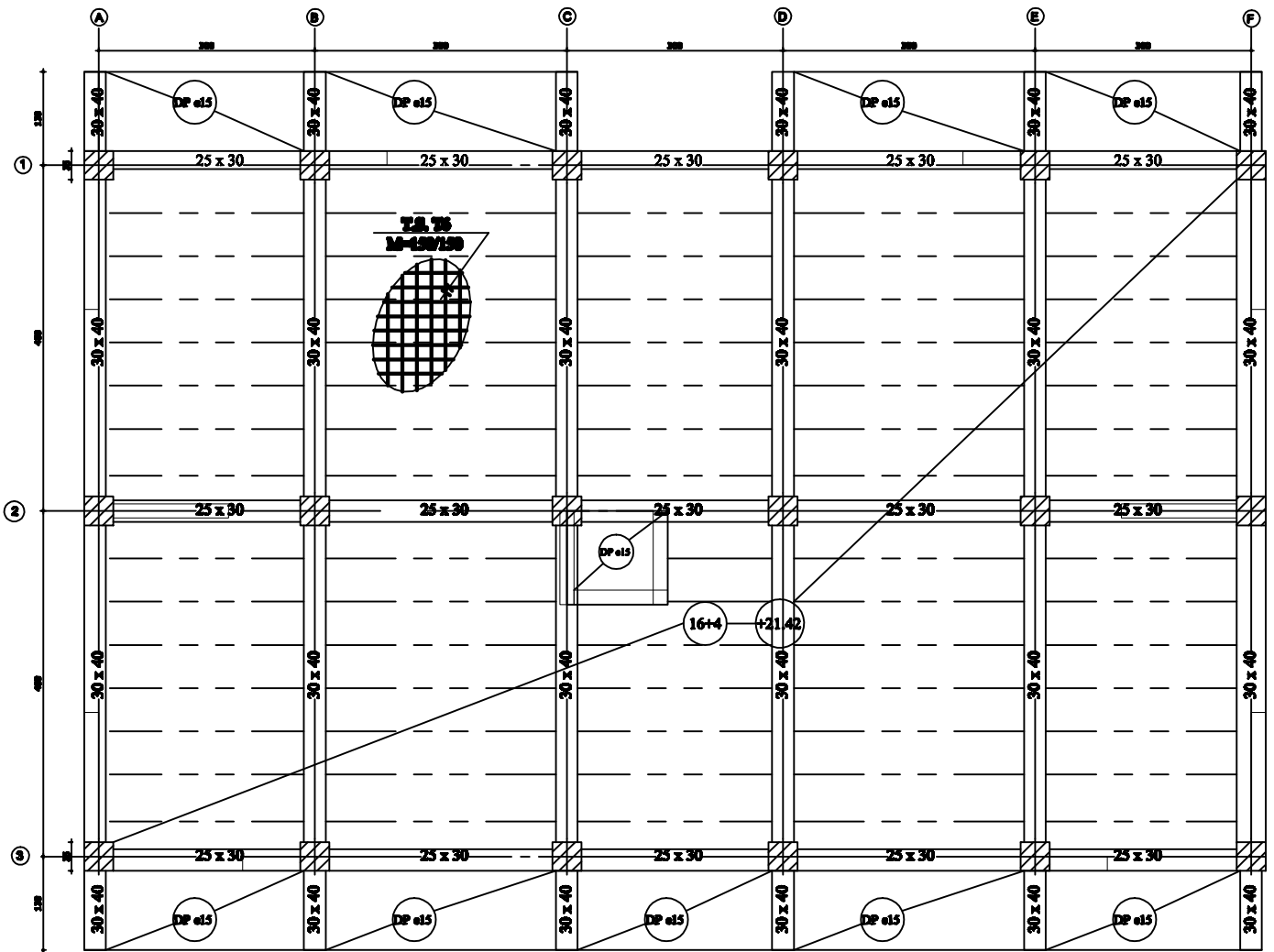
Poutres Secondaires



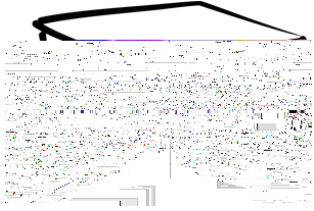
Poutres Principales



République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par: AGROUCHE NADJET SIARI AMIRA Dirigé par: Mr BAZIZ.K	Titre: Plan de Ferrailage des poutres	Echelle: 1/50 Promotion: 2022



République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : AGROUCHE NADJET SIARI AMIRA Dirigé par : Mr BAZIZ.K	Titre : Plan de Coffrage Terrasse	Echelle: 1/50 Promotion: 2022



BIBLIOGRAPHIE

- 📖 Règles parasismique algériennes RPA99/version 2003.
- 📖 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.
- 📖 Cours et T.D du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C).
- 📖 Recherche globale sur internet.