

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



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
Option : Constructions Civiles et Industrielles

Thème

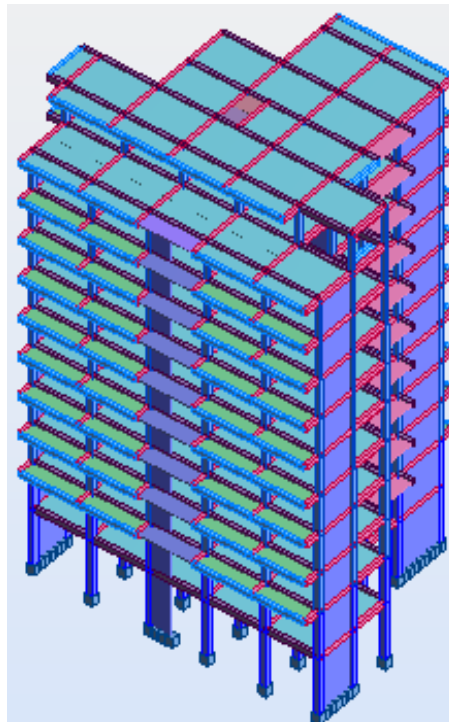
Etude d'un Bâtiment(R+9 +S.Sol +Etage attique)
A usage Commercial, Service et habitation Contreventé
par des Voiles (Application du Logiciel ROBOT BAT)

Etudié par :

M^{lle}. KHOUAS Lilia

M^{lle}. OUAZENI Souad

M^{lle}.OUANOUCHE Yassmine



Dirigé par :

Madame SMAHI .R

Promotion : 2020/2021

Remerciements

Toute notre gratitude, grâce et remerciements vont à Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.

*Nous voudrions adresser aussi toute notre gratitude à notre promotrice, **Madame SMAHI.R**, pour sa patience, sa disponibilité aussi bien en présentiel qu'à distance et surtout ses judicieux conseils et orientations qui ont contribué à alimenter notre réflexion.*

Nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous feront l'honneur d'évaluer ce modeste travail.

Mes remerciements vont ensuite, à toute la communauté universitaire de l'UMMTO particulièrement le personnel du département de génie civil dont toute son équipe pédagogique pour leur contribution et accompagnement tout au long de notre cursus universitaire.

Enfin, nous remercions tout particulièrement nos familles et nos amis pour leur soutien constant et leurs encouragements.



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 promotrice madame SMAHI.R que je respecte beaucoup.

A mon trinôme Souad et Yassmine

A toute la promotion CCI 2020/2021

Lilia





Dédicaces

J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail à:

*A celle qui a veillée sur moi, qui m'a offert l'amour et la tendresse,
celle qui n'a pas cessé de prier pour que dieu me protègera ma chère
Maman.*

*Ainsi mon cher père pour leurs sacrifices dont ils ont fait preuve à
mon égard*

*A mes chères sœurs (Leila et Manel) pour leurs soutiens à qui je
souhaite la réussite dans leur vie.*

*A mon très cher frère Nouredine et sa femme Malia à qui je souhaite
tous le bonheur du monde avec le petit prince ILYAS.*

*A Mes très chers amis sans exception ainsi toute la famille OUAZENI
pour leurs encouragements.*

Ainsi toute la promotion génie civile CCI2020/2021.

*Sans oublier « Lilia et Yassmine » pour leur soutien moral et leur
patience au long de ce projet de fin d'étude.*

Souad





Dédicaces

J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail à :

Ma chère maman, que nulle dédicace ne puisse exprimer mes sincères sentiments, pour sa patience illimitée, son encouragement, son aide, en témoignage de mon profond amour et respect pour ses grands sacrifices, que Dieu la protège.

Notre fierté ma chère sœur (Dania) pour son grand amour, que Dieu garde notre fraternité pour toujours.

Mes grands-parents, mes oncles et mes tantes source d'espoir et de motivation

Tous mes amis, tout particulièrement Samira

Ainsi toute la promotion CCI 2020-2021

Sans oublier mon trinôme Lilia et Souad

Yasmine



Sommaire

Introduction

Plans d'architecture

| | |
|---|-----|
| Chapitre I : Présentation de l'ouvrage | 1 |
| Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments | 11 |
| Chapitre III : Calcul des éléments | 29 |
| III-1. Plancher à corps creux | 29 |
| III-2.Acrotère | 62 |
| III-3.Balcons | 69 |
| III-4.Escaliers | 75 |
| III-5.Poutre palière | 106 |
| III-6.Poutre de chaînage | 130 |
| III-7.Salle machine | 153 |
| Chapitre IV : Modélisation et présentation du logiciel ROBOT | 164 |
| Chapitre V : Vérification des exigences RPA | 179 |
| Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux | 190 |
| VI-1.Ferrailage des poteaux | 190 |
| VI-2.Ferrailage des poutres | 194 |
| VI-3.Ferrailage des voiles | 203 |
| Chapitre VII : Etude de l'infrastructure | 220 |
| Chapitre VIII : Etude du Voile périphérique | 250 |
| Conclusion | |

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

| | |
|--|---|
| I-1 : Limites d'élasticité des aciers utilisés | 8 |
|--|---|

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

| | |
|---|----|
| II-1 : Poids des différents éléments constituant le plancher d'étage courant | 17 |
| II-2 : Poids des différents éléments constituant le plancher terrasse inaccessible | 18 |
| II-3 : Poids des différents éléments constituant le mur extérieur..... | 19 |
| II-4 : Poids des différents éléments constituant le mur intérieur..... | 19 |
| II-5 : Poids des différents éléments constituant le plancher en dalle pleine | 20 |
| II-6 : Coefficients de dégression de surcharges | 24 |
| II-7 : Dégression des charges d'exploitation | 24 |
| II-8 : Récapitulatif de la descente des charges | 25 |
| II-9 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA 99 (art 7.4.1) | 26 |
| II-10 : Vérification au flambement des poteaux | 27 |

Chapitre III : Calcul des éléments

| | |
|--|----|
| III-4-1 : Calcul de la charge permanente de la volée | 78 |
| III-4-2 : Calcul de la charge permanente du palier | 78 |
| III-4-3 : Calcul de la charge permanente de la volée | 92 |
| III-4-4 : Calcul de la charge permanente du palier..... | 92 |

Chapitre V : Vérification des exigences RPA

| | |
|--|-----|
| V-1 : Déplacements relatifs suivant Ex | 181 |
| V-2 : Déplacements relatifs suivant Ey..... | 181 |
| V-3 : Vérification de l'excentricité suivant x-x | 182 |
| V-4 : Vérification de l'excentricité suivant y-y | 183 |
| V-5 : Valeurs de pénalité P_q | 186 |

| | |
|---|-----|
| V-6 : Tableau donnant les valeurs de θ_{KX} et θ_{KY} | 189 |
|---|-----|

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

| | |
|--|-----|
| VI-1-1 : Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal..... | 194 |
| VI-1-2 : Ferrailage final des poteaux | 194 |
| VI-1-3 : Section minimale et maximale d'armature recommandée par le RPA | 195 |
| VI-1-4 : Vérification de la quantité d'armatures transversales | 198 |
| VI-1-5 : Vérification des contraintes tangentielles | 199 |
| VI-1-6 : Vérification de condition de non fragilité | 200 |
| VI-1-7 : Vérification de l'état limite de service du béton à la compression..... | 200 |
| VI-2-1 : Section des armatures longitudinales | 201 |
| VI-2-2 : Ferrailage des poutres principales | 204 |
| VI-2-3 : Ferrailage des poutres secondaires..... | 204 |
| VI-2-4 : Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS | 208 |
| VI-2-5 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS..... | 208 |
| VI-2-6 : Récapitulatif du ferrailage des poutres principales et secondaires..... | 209 |
| VI-3-1 : Ferrailage des voiles longitudinaux VL1..... | 216 |
| VI-3-2 : Ferrailage des voiles transversaux VT1..... | 217 |
| VI-3-3 : Ferrailage des voiles transversaux VT2..... | 218 |
| VI-3-4 : Ferrailage des voiles transversaux VT3..... | 219 |

Chapitre VII : Infrastructure

| | |
|--|-----|
| VII-1 : Surface des semelles filantes sous les voiles longitudinaux..... | 222 |
| VII-2 : Surface des semelles filantes sous les voiles transversaux | 222 |
| VII-3 : Surface des semelles filantes sous les poteaux..... | 223 |
| VII-4 : Ferrailage du radier | 235 |
| VII-5 : Vérification de condition de non fragilité..... | 235 |

| | |
|--|-----|
| VII-6 : Vérification des contraintes à l'ELS | 237 |
| VII-7 : Chargement de la nervure la plus sollicitée dans le sens longitudinal..... | 241 |
| VII-8 : Chargement de la nervure la plus sollicitée dans le sens transversal..... | 242 |
| VII-9 : Le Ferrailage adopté pour la nervure | 247 |
| VII-10 : Vérification des contraintes à l'ELS..... | 249 |

Chapitre VIII : Voiles périphérique

| | |
|---|-----|
| VIII-1 : Ferrailage du voile périphérique | 253 |
| VIII-2 : Vérification des contraintes à l'ELS | 254 |

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

| | |
|--|---|
| I-1 : Diagramme contrainte déformation du béton | 7 |
| I-2 : Diagramme contrainte à l'ELS | 7 |
| I-3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier..... | 9 |

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

| | |
|--|----|
| II-1 : Coupe d'un plancher à corps creux | 11 |
| II-2 : Dimensions des poutres | 14 |
| II-3 : Différent type de voile | 15 |
| II-4 : Coupe de voile en élévation | 16 |
| II-5 : Elément constituant les plancher d'étage courant | 17 |
| II-6 : Plancher type terrasse inaccessible | 18 |
| II-7 : Coupe transversale du mur extérieur..... | 18 |
| II-8 : Coupe transversale du mur en simple cloison | 19 |
| II-9 : Coupe d'un plancher d'étage courant en dalle pleine | 20 |
| II-10 : Coupe verticale de l'acrotère..... | 20 |
| II-11 : Surface d'influence | 21 |

Chapitre III : Calcul des éléments

| | |
|---|----|
| III-1-1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux..... | 29 |
| III-1-2 : Ferrailage de la dalle de compression..... | 30 |
| III-1-3 : Schéma isostatique de la poutrelle..... | 31 |
| III-1-4 : Schématisation de la section des poutrelles | 32 |
| III-1-5 : Schéma statique de la poutre reposant sur six appuis..... | 36 |
| III-1-6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU | 40 |
| III-1-7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU | 40 |

| | |
|--|----|
| III-1-8 : Schéma statique de la poutre reposant sur cinq appuis | 40 |
| III-1-9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU | 43 |
| III-1-10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU..... | 43 |
| III-1-11 : Schéma statique de la poutre reposant sur trois appuis..... | 44 |
| III-1-12 : Diagramme des moments fléchissant..... | 45 |
| III-1-13 : Diagramme des efforts tranchants..... | 45 |
| III-1-14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS..... | 52 |
| III-1-15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS..... | 52 |
| III-1-16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS..... | 55 |
| III-1-17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS..... | 55 |
| III-1-18 : Diagramme des moments fléchissant..... | 57 |
| III-1-19 : Diagramme des efforts tranchants..... | 57 |
| III-1-20 : Schéma de la poutrelle..... | 60 |
| III-1-21 : Ferrailage des planchers en corps creux | 61 |
| III-2-1 : Coupe verticale de l'acrotère | 62 |
| III-2-2 : Diagramme des efforts internes | 63 |
| III-2-3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée..... | 64 |
| III-2-4 : Ferrailage de l'acrotère..... | 68 |
| III-3-1 : Schéma statique du balcon | 69 |
| III-3-2 : Plan de ferrailage du balcon | 74 |
| III-4-1 : Schéma de l'escalier..... | 75 |
| III-4-2 : Schéma statique de l'escalier type 01..... | 77 |
| III-4-3 : Schéma statique du chargement de l'escalier type 01 à l'ELU..... | 79 |
| III-4-4 : Diagramme des efforts internes du type d'escalier 01 à l'ELU | 81 |
| III-4-5 : Schéma statique de chargement de l'escalier type 01 à l'ELS..... | 85 |
| III-4-6 : Diagramme des efforts internes à l'ELS..... | 87 |

| | |
|---|-----|
| III-4-7 : Schéma statique de l'escalier type 02..... | 91 |
| III-4-8 : Schéma statique du chargement de l'escalier type 02..... | 93 |
| III-4-9 : Diagramme des efforts internes à l'ELU..... | 96 |
| III-4-10 : schéma statique de calcul à l'ELS..... | 99 |
| III-4-11 : Diagramme des efforts internes à l'ELS..... | 102 |
| III-4-12 : Plan de ferrailage des escaliers..... | 105 |
| III-5-1 : Schéma statique de la poutre palière horizontale à l'ELU..... | 107 |
| III-5-2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU..... | 108 |
| III-5-3 : Schéma statique de la poutre palière horizontale à l'ELS..... | 112 |
| III-5-4 : Diagramme des efforts internes à l'ELS..... | 113 |
| III-5-5 : Schéma statique de la poutre palière brisée..... | 115 |
| III-5-6 : Schéma statique de la poutre palière brisée à l'ELU..... | 116 |
| III-5-7 : Diagramme des efforts internes à l'ELU..... | 119 |
| III-5-8 : Schéma statique de la poutre palière brisée à l'ELU..... | 123 |
| III-5-9 : Diagramme des efforts internes à l'ELS..... | 126 |
| III-5-10 : Ferrailage de la poutre palière non brisée..... | 128 |
| III-1-11 : Ferrailage de la poutre palière brisée..... | 129 |
| III-6-1 : Schéma statique de la poutre de chaînage reposant sur 02 appuis à l'ELU..... | 131 |
| III-6-2 : Diagramme des efforts internes de la poutre à 02 appuis à l'ELU..... | 132 |
| III-6-3 : Schéma statique de la poutre de chaînage reposant sur 02 appuis à l'ELS..... | 136 |
| III-6-4 : Diagramme des efforts internes de la poutre à deux appuis à l'ELS..... | 137 |
| III-6-5 : Schéma statique de la poutre reposant sur 03 appuis..... | 140 |
| III-6-6 : Diagramme des efforts internes de la poutre reposant sur 03 appuis à l'ELU..... | 143 |
| III-6-7 : Diagramme des efforts internes de la poutre reposant sur 03 appuis à l'ELS..... | 149 |
| III-6-8 : Ferrailage de la poutre de chaînage reposant sur deux appuis..... | 152 |
| III-6-9 : Ferrailage de la poutre de chaînage reposant sur trois appuis..... | 152 |

| | |
|--|-----|
| III-7-1 : Salle machine..... | 153 |
| III-7-2 : Diffusion de la charge au niveau du feuillet moyen..... | 154 |
| III-7-3 : Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens xx et yy à l'ELU..... | 157 |
| III-7-4 : Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens xx et yy à l'ELS..... | 161 |
| III-7-5 : Plan de ferrailage de la salle machine..... | 163 |

Chapitre IV : Modélisation et présentation de logiciel ROBOT

| | |
|--|-----|
| IV-1 : Tableau des données et des résultats du logiciel ROBOT..... | 178 |
|--|-----|

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

| | |
|--|-----|
| V-3-1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles | 214 |
|--|-----|

Chapitre VII :

| | |
|--|-----|
| VII-1 : Schéma de la semelle isolée..... | 221 |
| VII-2 : Diagramme des contraintes..... | 229 |
| VII-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux..... | 232 |
| VII-4 : Schéma statique du débord..... | 237 |
| VII-5 : Présentation des chargements simplifiés..... | 239 |
| VII-6 : Chargement à l'ELU pour les moments fléchissant dans le sens longitudinal..... | 243 |
| VII-7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU dans le sens longitudinal..... | 243 |
| VII-8 : Chargement à l'ELS pour les moments fléchissant dans le sens longitudinal..... | 244 |
| VII-9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS dans le sens longitudinal..... | 244 |
| VII-10 : Chargement à l'ELU pour les efforts tranchants dans le sens longitudinal..... | 244 |
| VII-11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU dans le sens longitudinal..... | 244 |
| VII-12 : Chargement à l'ELU pour les moments fléchissant dans le sens transversal..... | 245 |
| VII-13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU dans le sens transversal..... | 245 |
| VII-14 : Chargement à l'ELS pour les moments fléchissant dans le sens transversal..... | 245 |
| VII-15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS dans le sens transversal..... | 245 |

VII-16 : Chargement à l'ELU pour les efforts tranchant dans le sens transversal.....246

VII-17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU dans le sens transversal.....246

Chapitre VIII : Voiles périphérique

VIII-1 : Schéma statique du voile périphérique.....250

VIII-2 : Diagramme des contraintes.....251

Introduction générale

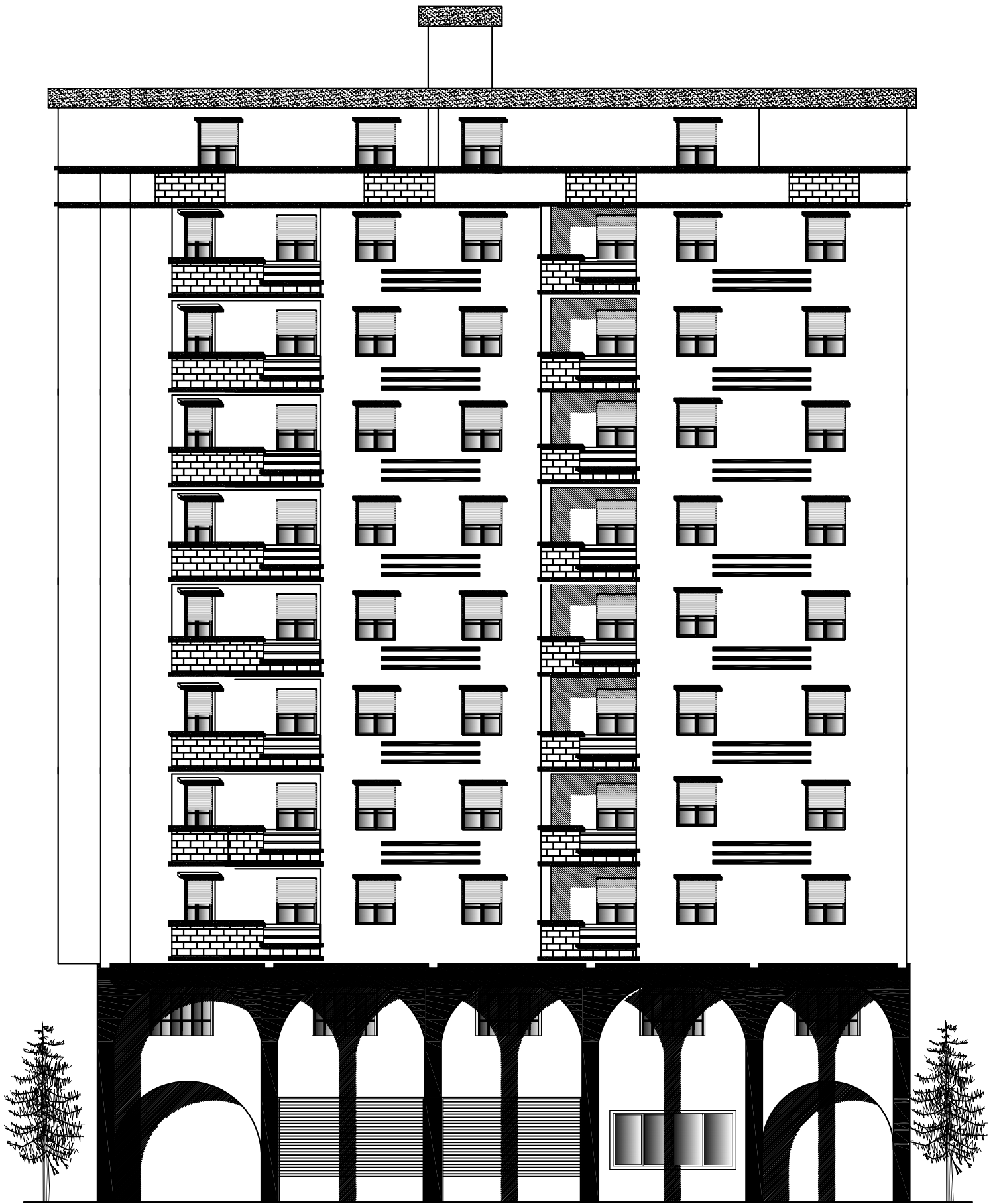
La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction qui permettent d'améliorer le comportement des structures et assurer une fiabilité maximum de la structure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

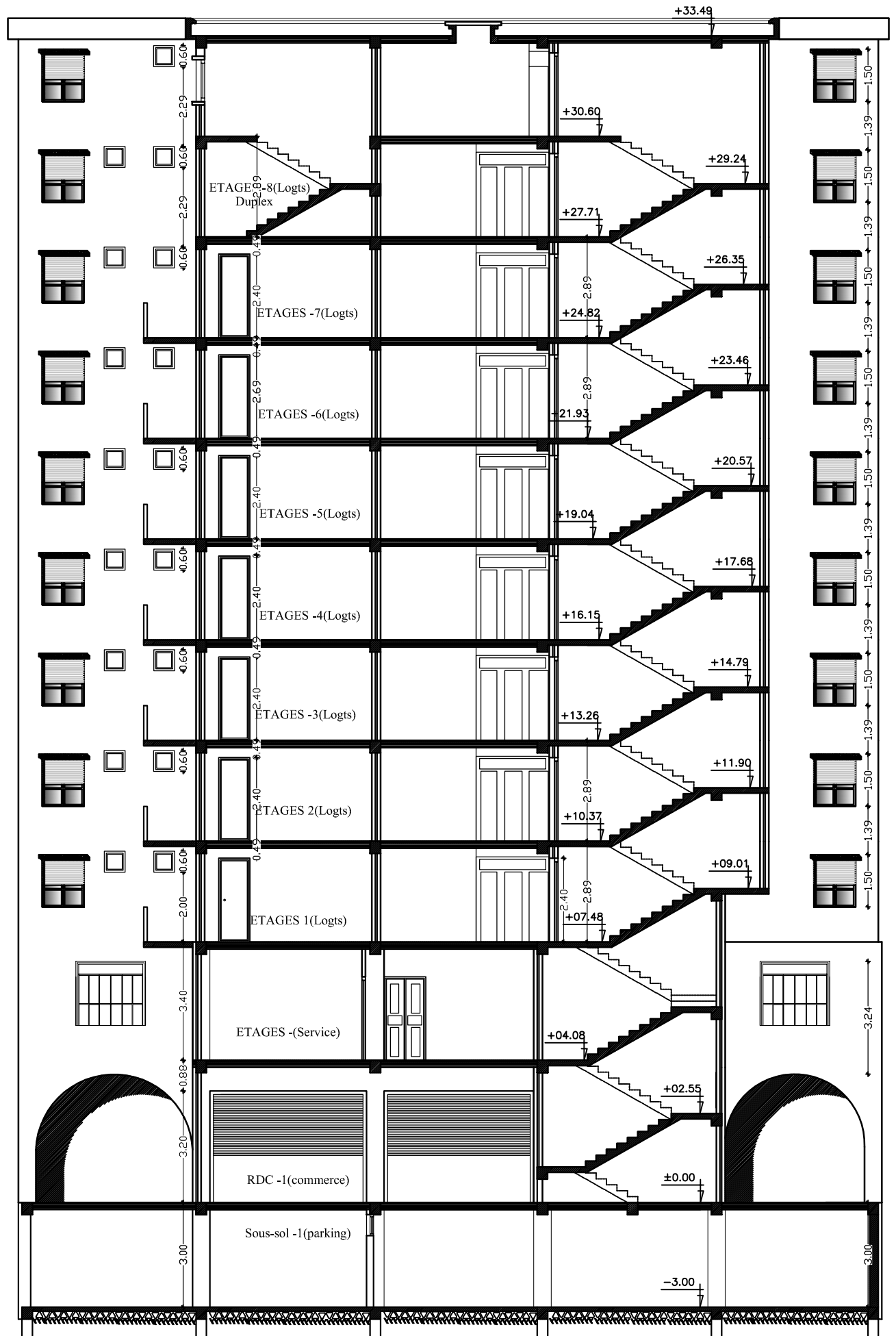
Les expertises effectuées suite au séisme 2003 ont révélé que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Dans notre pays, on utilise le RPA99 révisé en 2003 comme règlement parasismique.

Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

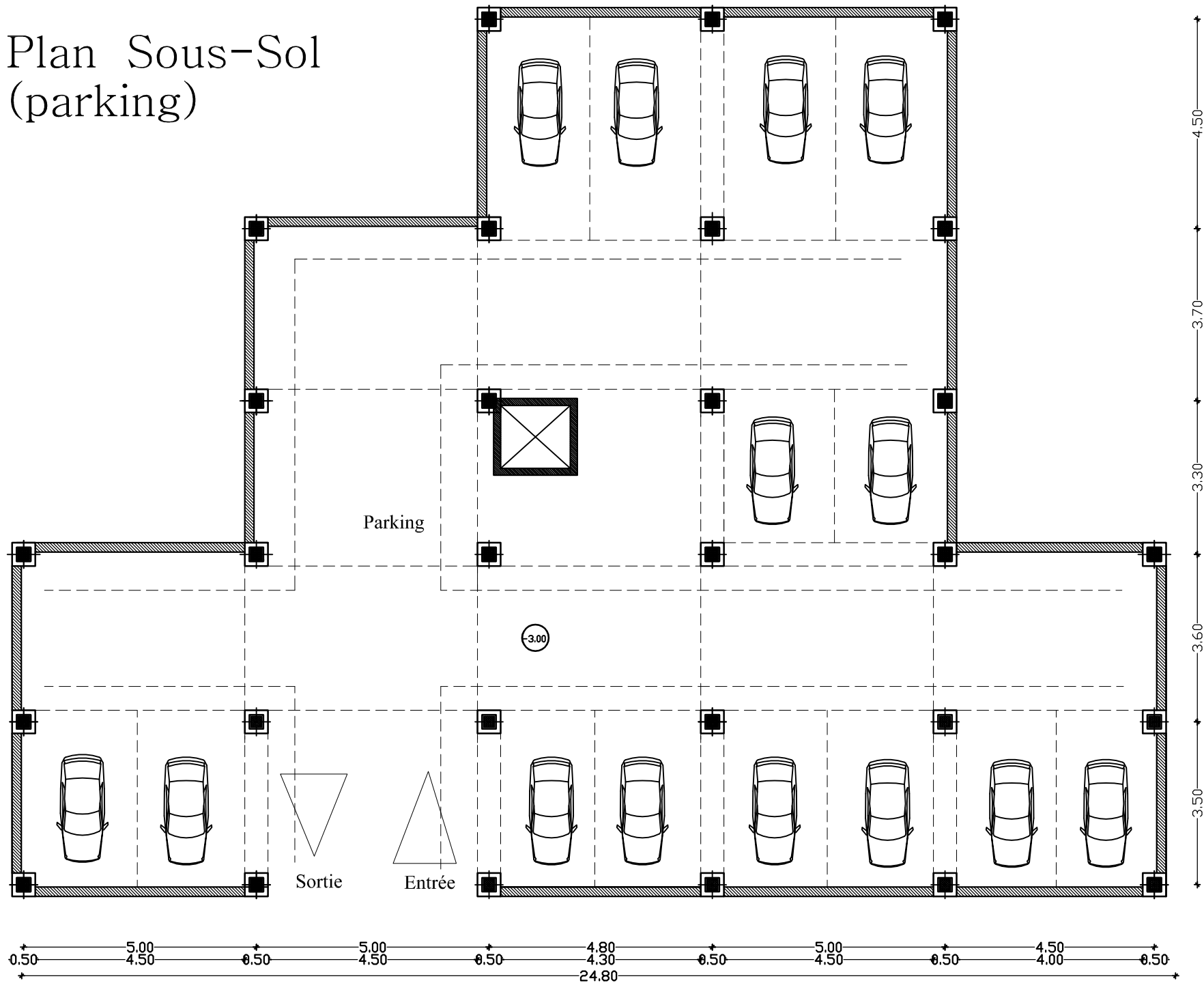


FACADE PRINCIPALE

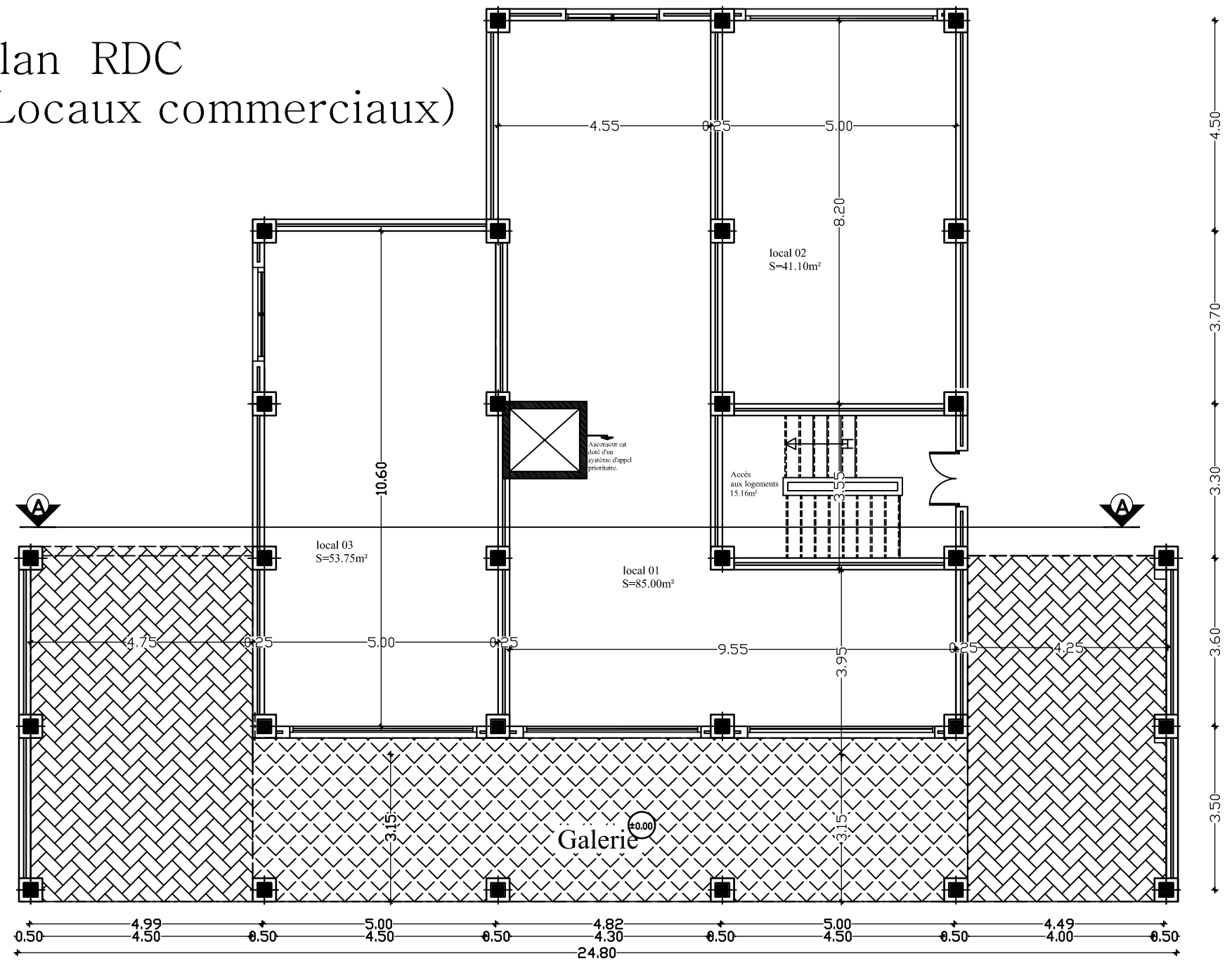


COUPE AA

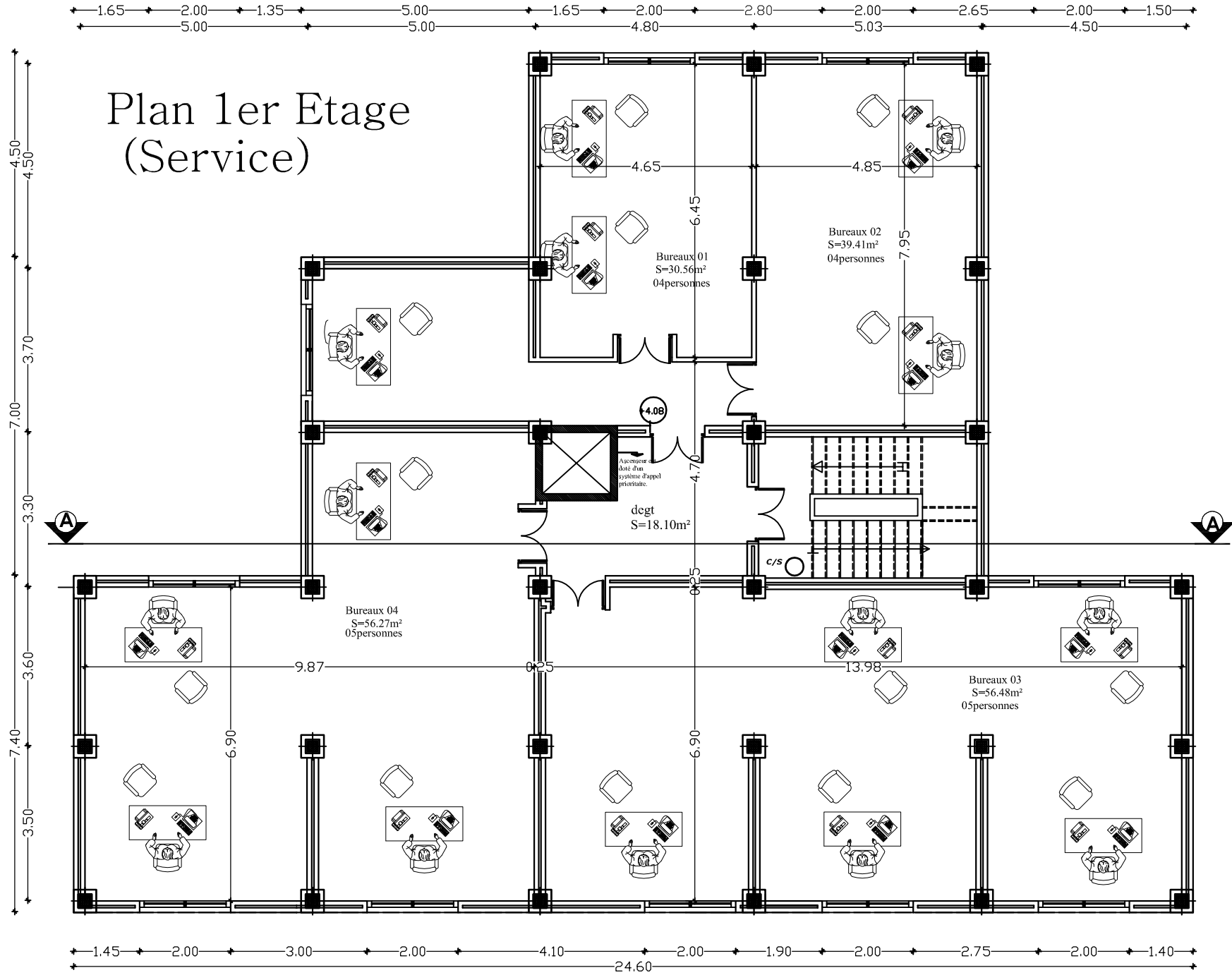
Plan Sous-Sol (parking)



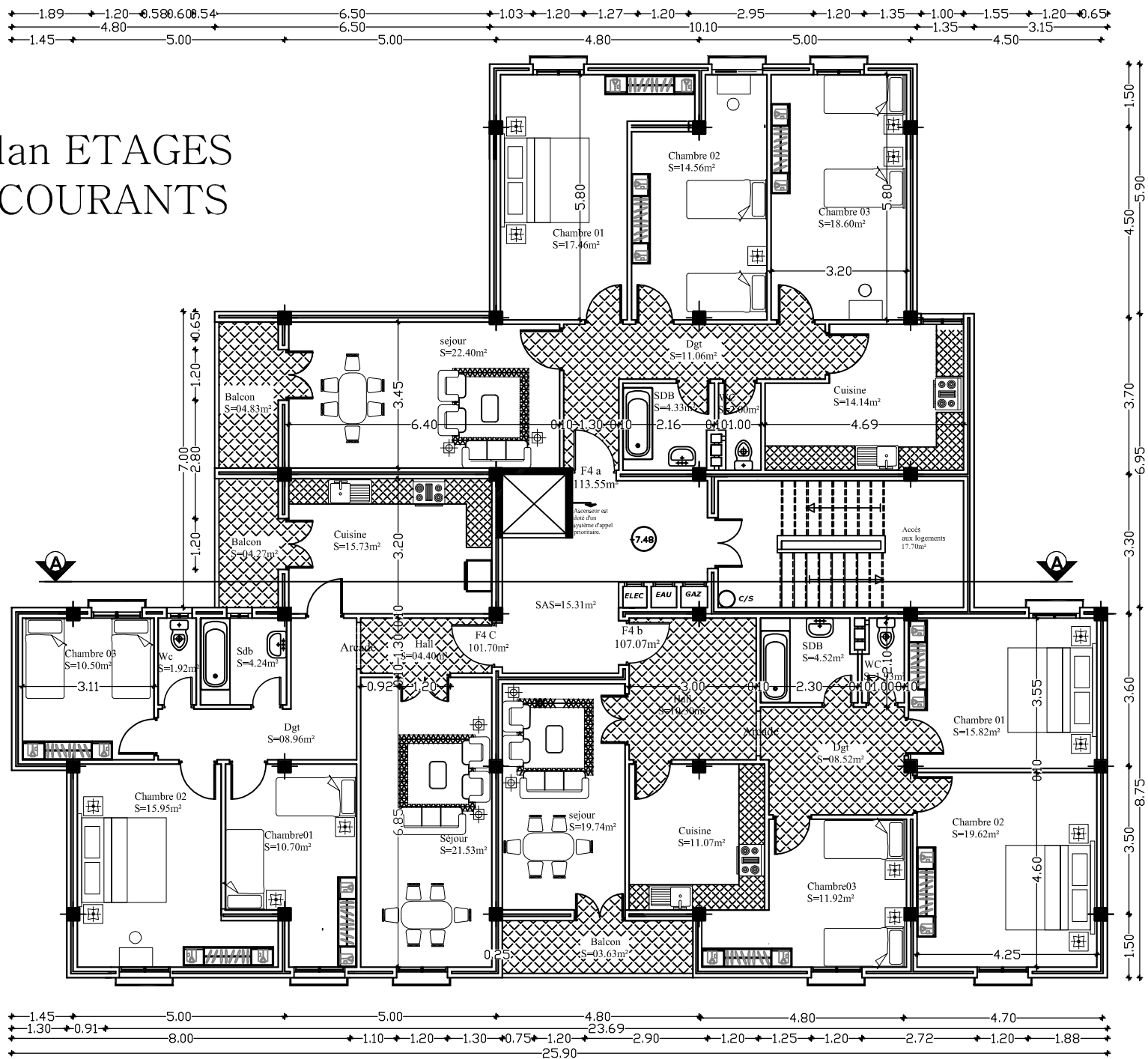
Plan RDC (Locaux commerciaux)



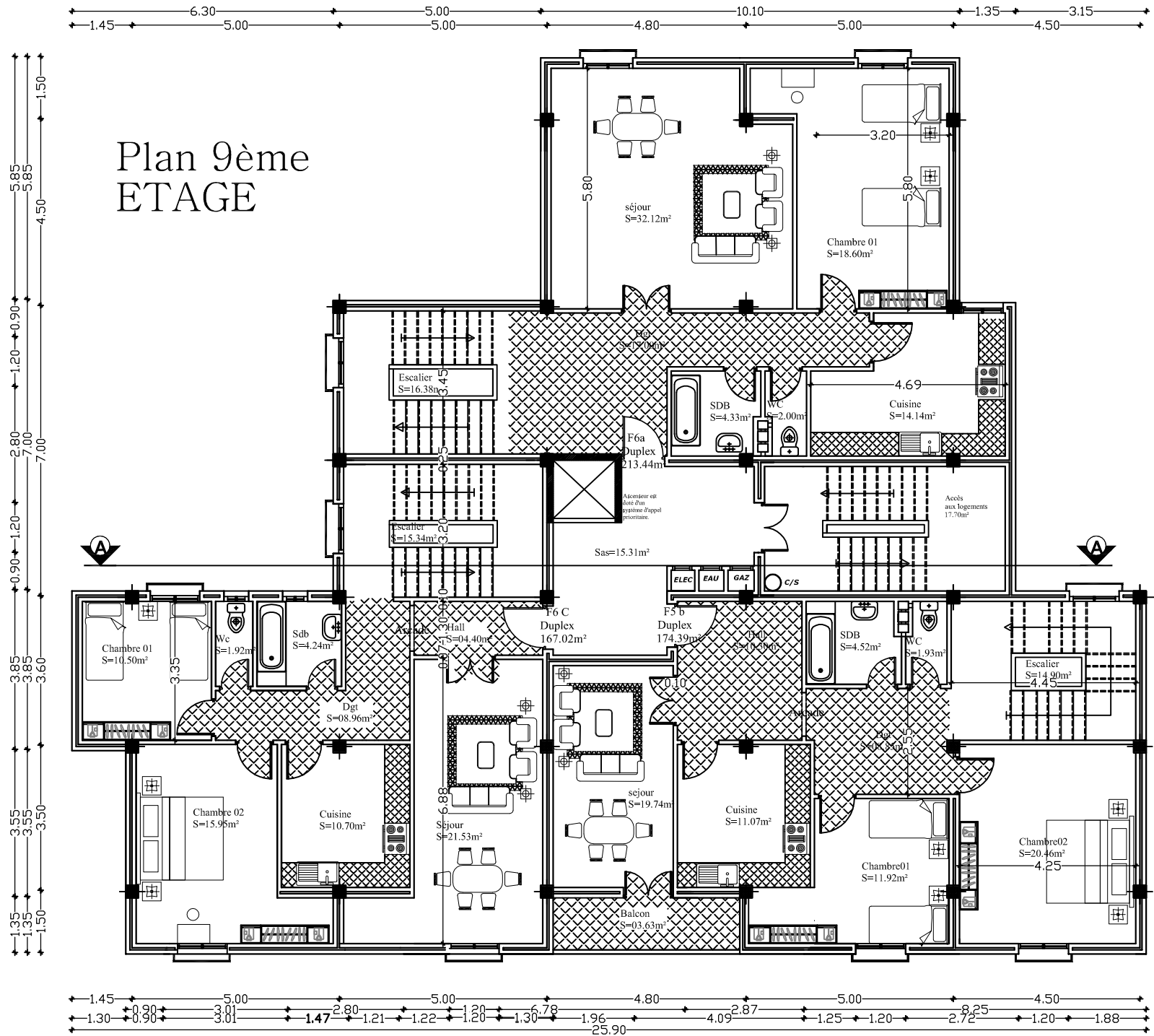
Plan 1er Etage (Service)



Plan ETAGES COURANTS



Plan 9ème ETAGE



Chapitre I

Présentation De l'Ouvrage

I- Présentation de l'ouvrage :

I-1- Introduction:

Le projet à étudier, comme tout ouvrage en Génie Civil doit être calculé de façon à assurer sa stabilité qui est fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments en fonction du type de matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques ; et d'assurer la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec un coût optimal. Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, nous nous baserons sur des règlements (**BAEL91, RPA99/modifié 2003 et le CBA93**) et les méthodes connues qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Notre projet consiste à l'étude d'un ouvrage (S-SOL+R+08+étage attique) à usage d'habitation, service et commercial. Le projet sera implantée à commune Tizi-ouzou wilaya Tizi-ouzou une région classé selon le règlement parasismique algérien (RPA99 modifiée 2003) comme étant une zone de moyen sismicité (zone II-a). La structure est en ossature mixte (poteaux-poutre) avec des voiles de contreventement.

Le bâtiment est composé de :

- Un Sous-sol (Parking).
- Un Rez-de-chaussée (locaux commerciaux).
- 1^{ère} étage à usage Bureau
- De (07) niveaux à usage d'habitation+ étage attique
- Terrasse inaccessible.
- Cinq (04) cages d'escaliers.
- D'une cage d'ascenseur.

I-2- Réglementation :

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur en Algérie à savoir :

- Règles de calcul du béton armé aux états limites (B.A.E.L 91, Révisé 99).
- Le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).
- Documentation technique réglementaire (DTR).
- CBA 93 (Code du Béton Armé).

I-3- Caractéristiques géométriques du bâtiment :

- Hauteur total (avec s-sol) 36,49m
- Hauteur total (sans s-sol) 33,49m
- Longueur total 24,30m
- Largeur total.....18,60
- Hauteur sous-sol..... 3m
- Hauteur du RCD..... 4,08m
- Hauteur de l'étage courant.....2,89m
- Hauteur du 1^{er} étage..... 3,40m

I-4- Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

D'une manière générale on distingue dans une construction la partie qui se trouve dans le sol appelée < infrastructure > et la partie qui se trouve au-dessus du sol appelée << structure ou superstructure >>.

A- La superstructure : est composée de :

L'ossature : Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

1- Les planchers : sont des éléments horizontaux délimitant les étages. Ils assurent deux fonctions principales :

-Fonction de résistance mécanique : ils supportent et transmettent les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.

-Fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

2- Plancher en corps creux : porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).

3- Plancher en dalle pleine : réalisé en béton armé, ils sont généralement coulés sur place. Dans notre structure, ils sont destinés pour les balcons et la cage d'ascenseur.

4- Les escaliers : se sont des éléments en béton armé coulé sur place qui assurent l'accès d'un niveau à un autre.

5- La cage d'ascenseur : notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles.

6- Balcons : Les balcons sont réalisés en dalles pleines.

7- Terrasse : notre bâtiment est muni d'une terrasse non accessible.

8- Maçonnerie :

- **Murs extérieurs :** Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.
- **Murs intérieurs :** Ils sont réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

9- Revêtements :

- 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.

10- Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé, appelés couramment refend. Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans les résistances et l'équilibre de la structure, disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales et verticales (séismes, vent... etc) et il minimise les efforts de torsion.

B- Infrastructure: est composé de :

➤ **Les fondations :**

Les fondations sont les éléments qui sont situés à la base de la structure, elles assurent la transmission des charges et surcharges au sol. Le type de fondation est choisi selon l'importance du bâtiment et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol.

Il existe deux types de fondations :

- **Les fondations superficielles :**

Lorsque les couches de terrains capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur $D < 3m$: semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

- **Les fondations profondes :**

Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur $D/B > 6$ et $D > 3m$: puits, pieux

D : longueur de fondation enterrée dans le sol.

B : largeur de la fondation ou diamètre.

➤ **Etude géotechnique du sol :**

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé ont évalué :

- Contrainte admissible de $\sigma_{sol}=2.00$ bars situés à une profondeur de 2m.
- Site meuble.

I-5- Caractéristiques mécanique 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**).

I-5-1- Le béton :

Le béton est un matériau de construction constitué d'un mélange de ciment, de granulats (gravier et sable) et d'eau, qui après sa mise en œuvre, durcit avec le temps grâce aux liants qu'il contient. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

Sa composition dépend de l'ouvrage à construire et des moyens utilisés pour le mettre en œuvre, elle sera tablée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs prévenances.

Il est nécessaire de fixer les trois critères suivants :

- La résistance que devra atteindre le béton en service.
- L'ouvrabilité qu'il devra avoir au moment du coulage.
- La dimension maximale des granulats (D).

A- Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- **Masse volumique** : Pour les bétons courants, elle est comprise entre : 2300 à 2400 kg/m³ s'il n'est pas armé et 2500kg/m³ s'il est armé.
- **Coefficient de dilatation** : Le coefficient de dilatation du béton est le même que celui de l'acier et il est de 5 à 10.
- **Retrait hygrométrique** : au cours de sa vie, le béton subit une variation de volume. Lorsque le béton est conservé dans une atmosphère sèche, il diminue de volume, ses dimensions se raccourcissent : <<c'est le retrait>>. Lorsque le béton est conservé dans l'eau, le retrait est beaucoup plus faible.
- **Fluage de béton** : sous chargement constant, la déformation du béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeables puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées.

- **Résistances caractéristiques à la compression** : Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âges noté f_{c28} .

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton pour $j \leq 28$ jours, elle est calculée comme suit :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{(1.40+0.95Xj)} \times f_{c28} \text{ pour : } f_{c28} \geq 40\text{MPa (BAEL91/99 A.2.1, 11)}$$

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

- **Résistance caractéristique à la traction** : la résistance caractéristique du béton à la traction à j jours ; noté f_{tj} ; est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj}=0.6+0.06Xf_{cj} \rightarrow (\text{BAEL91/Art.2.1,12})$$

Dans notre cas : $f_{c28}=25\text{Mpa} \rightarrow f_{t28}= 2.1\text{MPa}$ Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60\text{Mpa}$.

B- Module de déformation longitudinale du béton :

➤ **module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

Il est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij}=1100^3 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Art A.2.1.21/BAEL 91)}$$

Pour $f_{c28}=25\text{Mpa}$

Nous avons : $E_{i28}=32164.2 \text{ Mpa}$

➤ **Module de déformation longitudinal différé du béton :**

Il est utilisé pour les chargements de longue durée, nous utilisons le module différé qui prend en compte les déformations du fluage du béton.

Le module de Young du béton dépend de sa résistance caractéristique à la compression, nous prenons un module égal à :

$$E_{vj}=3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [Mpa]}$$

Pour notre cas : $f_{c28}=25 \text{ [Mpa]} \rightarrow E_{v28}=10819\text{[Mpa]}$

➤ **Module de déformation transversale :**

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

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} [\text{Mpa}]$$

Avec : E : module de Young

ν : coefficient de poisson $\nu = (\Delta d/d) / (\Delta L/L)$

$\Delta d/d$: déformation relative transversale

$\Delta L/L$: déformation relative longitudinale

➤ **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et longitudinale : $\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta L/L}$

$\nu = 0$ à l'ELU, pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0.2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations. (Art A.2.1.3BAEL 91)

➤ **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 (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 :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (\text{Art A.4.3,41/BAEL 91})$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\gamma_b = 1.5 \rightarrow$ situation courante

$\gamma_b = 1.15 \rightarrow$ situation accidentelle.

θ : coefficient de durée d'application des actions considérées

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

$\theta = 0.9$: 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]

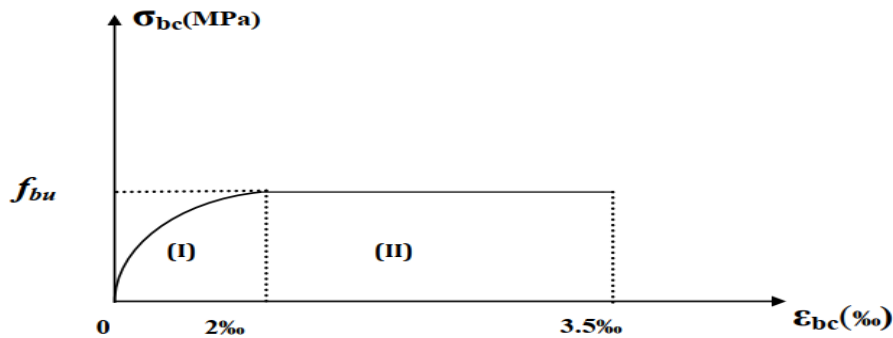


Figure I-1 : Diagramme contrainte déformation du béton

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.

La contrainte admissible du béton à la compression donnée par :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} \text{ [Mpa] Art (A.4.5, 2/BAEL 91)}$$

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

La contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u = \min \{ (0.2 f_{c28}) / \gamma_b, 5 \text{ Mpa} \} \rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min \{ (0.15 f_{c28}) / \gamma_b, 4 \text{ Mpa} \} \rightarrow \text{fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

(Art 5.1 ,2.11/BAEL 91)

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

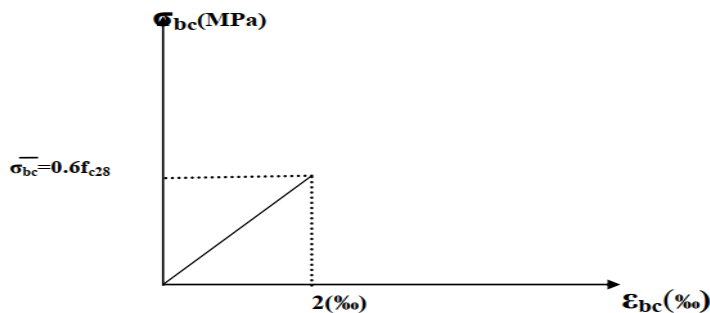


Figure I-2 : Diagramme de contrainte à l'ELS

I-5-2- l'Acier :

L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des structures faiblement élancées), de l'ordre de 500 Mpa. Les aciers sont souvent associés au béton pour reprendre les efforts de tractions auxquels ce dernier ne résiste pas. Ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces extérieures à savoir :

- Barres lisses.
- Barres à haute adhérence (HA).
- Treillis soudé.

Dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser les deux types d'armatures :

Aciers à haute adhérence [feE400].....fe=400Mpa

Treillis soudés [TL 520]fe=520 Mpa

Tel que : fe : est la limite d'élasticité de l'acier.

Nous définissons les aciers par :

- **Module d'élasticité longitudinale :**

A l'ELS, nous supposons que les aciers travaillent dans le domaine élastique. Tous les types d'aciers ont le même comportement élastique, donc le même module de Young :

$$E_s = 2.10^5 \text{ Mpa. Art (A.2.2,1 BAEL 91).}$$

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

- **Contrainte limite ultime des aciers :**

Elle est définie par la formule suivante : $\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier

F : limite d'élasticité garantie.

γ_s : coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1.15$ pour les situations durables

$\gamma_s = 1$ pour les situations accidentelles

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

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

- **Contrainte limite de service des aciers** : afin de limiter l'apparition des fissures dans le béton et donc, d'éviter la corrosion des armatures, on doit limiter les contraintes dans les aciers. Nous distinguons trois (03) cas de fissurations :
- **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.

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e \quad \text{Art. (A.4.5, 32 BAEL91)}$$

- **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 :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \quad \text{Art. (A.4.5, 34 BAEL91/99)}$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \quad \text{Art. (A.4.5, 34 BAEL91/99)}$$

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 ($\varphi \geq 6$ mm)

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

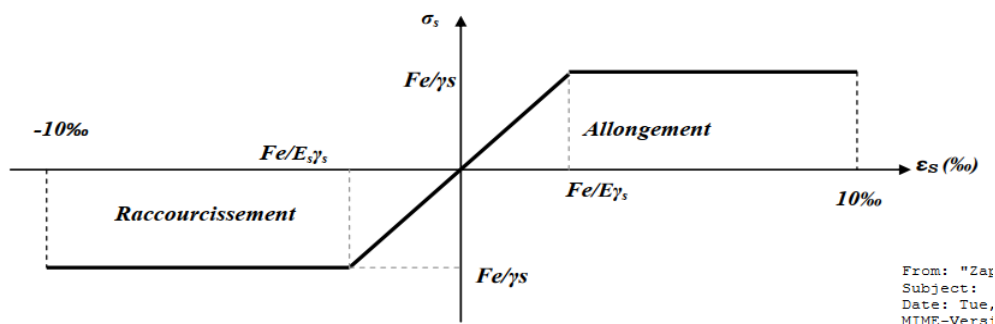


Figure I-3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

- **Protection des armatures (Art A.7.1/BAEL91)**

Afin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitations de l'ouvrage.

Nous devons donc respecter les prescriptions suivantes :

C=5cm : pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux tout autre atmosphères très agressives tel les industries chimique ;

C=3cm : pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations ;

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

I-5- Conclusion :

A ce niveau, nous avons défini tous les éléments 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).

Chapitre II

Pré-dimensionnement Des Eléments

II- Pré-dimensionnement des éléments :

II- 1- Introduction:

Après avoir déterminé les caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les matériaux constitutifs nous passons au pré-dimensionnement des éléments qui a pour but de définir des sections de différents éléments résistants (planchers, poutres, poteaux, voiles...) pour arriver à déterminer des dimensions économiques afin d'éviter un sur plus d'aciers et de béton. Ce pré-dimensionnement se fait en respectant la recommandation en vigueur à savoir :

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

II-2- Pré dimensionnement des éléments:

II-2-1- Les planchers en corps creux :(Art B.6.8.424 BAEL 91/99):

Il se décompose en un corps creux et une dalle de compression ferrillée de treillis soude, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée. La hauteur totale du plancher doit vérifier la condition suivante :

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

Avec L : porte libre maximale dans le sens des poutrelles (petite porte).
 h_t : la hauteur totale du plancher.

Remarque :

Pour le pré dimensionnement des poteaux on se référera dans un premier temps **au RPA 99/2003, Zone II_a**, la section minimale des poteaux doit être supérieure ou égale à **(25 X25) cm²**

Dans notre cas : $L_{\max} = 450 - 25 = 425 \text{ cm}$

$$h_t \geq \frac{425}{22.5} = 18,88 \text{ cm}$$

On optera pour un plancher de **(16+4) = 20 cm**

- Epaisseur de corps creux est de **16 cm**
- Epaisseur de la dalle de compression est de **4cm**

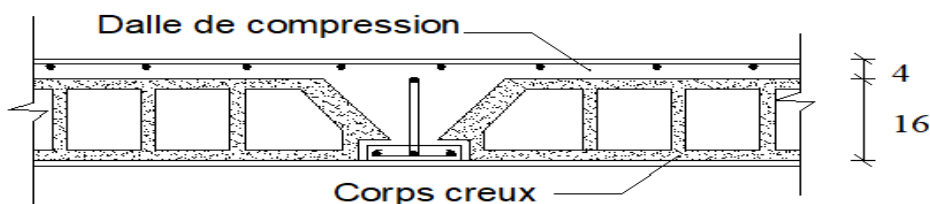


Figure II-1 : Coupe d'un plancher à corps creux.

II-2-2- Plancher en dalle pleine:

Ce sont des plancher minces dont l'épaisseur est moins importante comparée aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 3 ou 4 appuis, ce type d'élément travailler essentiellement en flexion. Leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portées ainsi que les conditions suivantes :

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

A- Condition de résistance au feu :

- **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.

e = épaisseur de dalle pleine.

On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu, c'est-à-dire :
e = 15cm

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 $M = 350 \text{ kg/m}^2$

V : volume du plancher

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

$$e_2 = \frac{350}{2500} = 0,14 \quad \Rightarrow \quad e = 14 \text{ cm}$$

On prend : **e = 15 cm**

C- Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule : **$e \geq L_0/10$**

Avec **L₀** : portée libre

e : épaisseur de la dalle.

$$e \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

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 en béton armé coulé sur place, elles assurent la transmission des charges et surcharges des planches aux éléments verticaux (poteaux, voiles). Les dimensions des poutres isostatiques sont définies en fonction de leurs portées « L », telles que :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad (\text{Règlement B.A.E.L 91 modifié 99})$$

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

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}=500cm**

- La hauteur des poutres est donnée par :

$$\frac{500}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{500}{10} \quad \Leftrightarrow \quad 33,3 \leq h_{pp} \leq 50 \text{ cm}$$

Soit : **h_{pp} = 40cm**

- La largeur des poutres est donnée par :

$$0,4h \leq h_{pp} \leq 0.7h \quad \Leftrightarrow \quad 16 \leq b_{pp} \leq 28 \text{ cm}$$

Soit : **b_{pp} = 30cm**

II-2-3-2- Les poutres principales :

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

Dans notes cas **L_{max} = 450 cm**

- La hauteur des poutres est donnée par :

$$\frac{450}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{450}{10} \quad \Leftrightarrow \quad 30 \leq h_{ps} \leq 45 \text{ cm}$$

Soit : **h_{ps} = 35cm**

- La largeur des poutres est donnée par :

$$0,4h \leq h_{ps} \leq 0.7h \quad \Leftrightarrow \quad 14 \leq b_{ps} \leq 24,5 \text{ cm}$$

Soit : **b_{ps} = 30cm**

✚ Vérification selon le RPA 99/ version 2003 :

Poutre Principale :

$b \geq 20 \text{ cm}$ On a $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée

$h \geq 30 \text{ cm}$ On a $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée

$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$ On a $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4 \text{ cm}$ Condition vérifiée

Poutre Secondaire :

$b \geq 20 \text{ cm}$ On a $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée

$h \geq 30 \text{ cm}$ On a $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée

$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$ On a $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,166 \leq 4 \text{ cm}$ condition vérifiée

Poutre Principales : (30×40) cm²

Poutre secondaire : (30 × 35) cm²

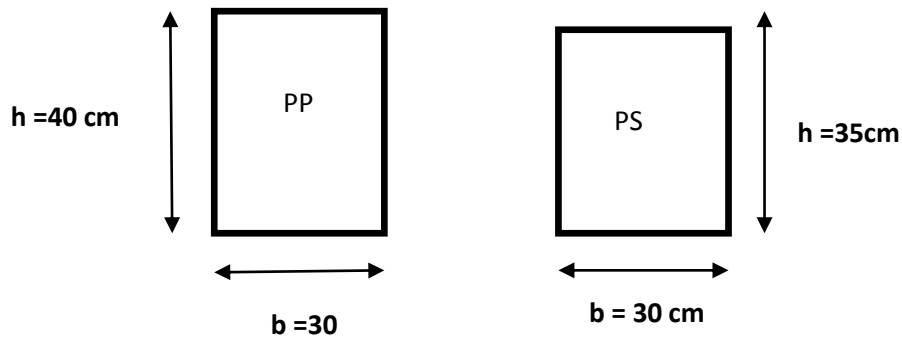


Figure II-2 : Dimensions des poutres.

II-2-4- Les voiles :

Ce sont les éléments rigides en béton arme coule sur place destinée 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 :

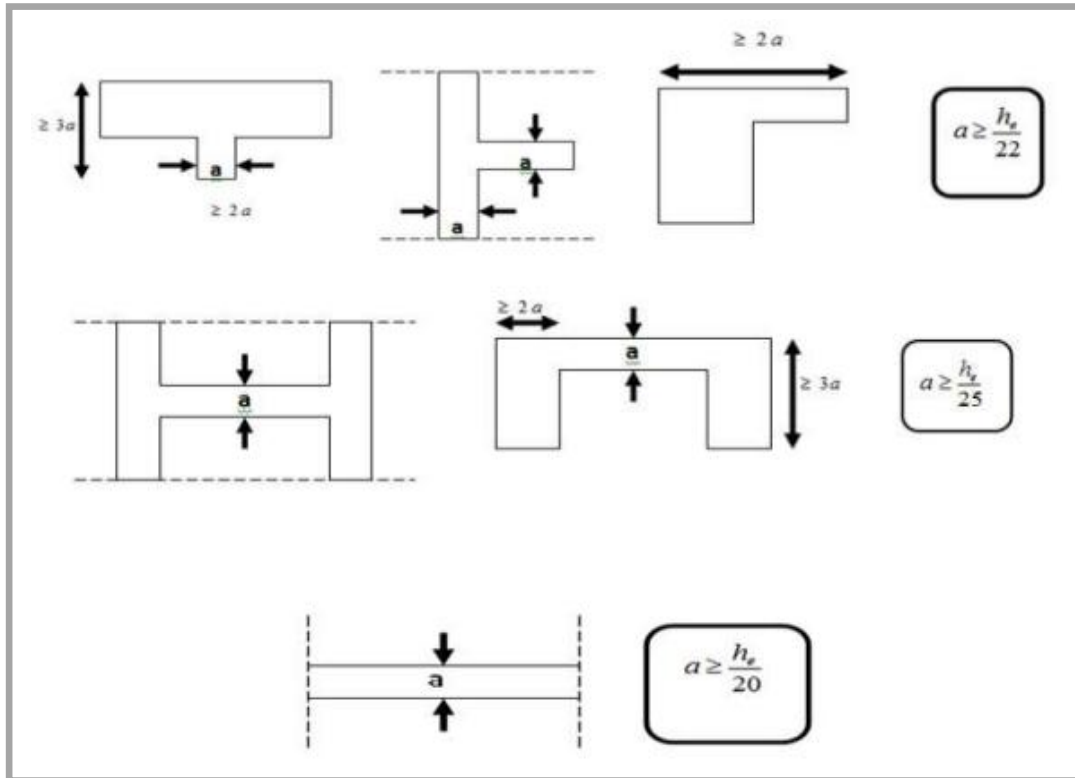


Figure II-3 : différent type de voile.

➤ Pour notre cas on prend :

$$a = \frac{h_e}{20}$$

Avec $h_e = h - e_p$

a : épaisseur du voile

h_e : hauteur libre d'un étage

h : hauteur d'étagé

e_p : épaisseur du plancher

• **Sous-sol :**

$$h_e = h - e_p = 300 - 20 = 280 \text{ cm}$$

$$a = \frac{280}{20} = 14 \text{ cm} ; \text{ soit } a = 15 \text{ cm}$$

• **Rez des chaussées :**

$$h_e = h - e_p = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$$a = \frac{388}{20} = 19,4 \text{ cm} ; \text{ soit } a = 20 \text{ cm}$$

• **Etages service :**

$$h_e = h - e_p = 340 - 20 = 320 \text{ cm}$$

$$a = \frac{320}{20} = 16 \text{ cm} ; \text{ soit } a = 15 \text{ cm}$$

• **Les étages courants :**

$$h_e = h - e_p = 289 - 20 = 269 \text{ cm}$$

$$a = \frac{269}{20} = 13,45 \text{ cm} ; \text{ soit } a = 15 \text{ cm}$$

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

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

- Selon le RPA99 /2003 ART.7.71 ; sont considères comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante : $l \geq 4a$

Avec : l : portée min des voiles

a : épaisseur des voiles

$l = 120\text{cm} \geq 4 \times 15 = 60 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

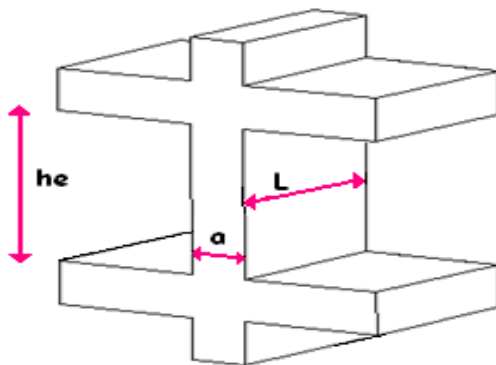


Figure II-4 : Coupe de voile en élévation.

II-2-5- Les poteaux :

Ce sont les éléments verticaux qui composent le squelette d'un bâtiment, destine stabiliser la structure et transmettre les charges verticales et horizontale aux fondations. Ils sont pré-dimensionnement s'effectuer à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton repend l'effort normal : $N_s = G + Q$

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

Avec : S : section transversale du poteau

N_s : effort normal de compression a la base du poteau

G : charge permanente

Q : surcharge d'exploitation

σ_{bc} = contrainte limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

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

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 permanente et surcharge d'exploitation :

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 de l'étage courant (corps creux) :

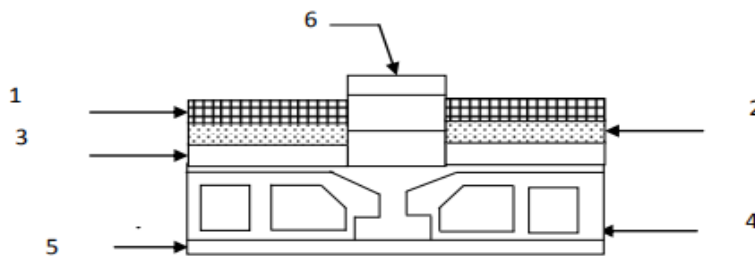


Figure II-5: Élément constituant les plancher d'étage courant.

| | Désignation | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN / m ³) | Charge G (KN / m ²) |
|-------------------|---------------------------------|---------------|--|---------------------------------|
| 1 | Revêtement carrelage | 0,02 | 20 | 0,4 |
| 2 | Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,4 |
| 3 | Couche de sable | 0,02 | 18 | 0,36 |
| 4 | Plancher en corps creux (16 +4) | 0,2 | / | 2,8 |
| 5 | Enduit de plâtre | 0,02 | 10 | 0,15 |
| 6 | Maçonnerie en brique creuse | 0,1 | 9 | 0,9 |
| G Totale = | | | | 5,06 |

Tableau II-1 : Poids des différents éléments constituant le plancher d'étages courant.

b) **Plancher terrasse inaccessible :**

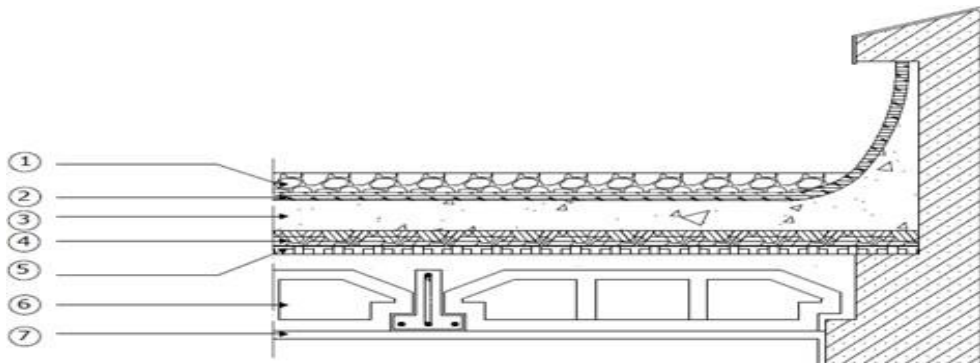


Figure II-6: Plancher type terrasse inaccessible.

| | Désignation | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/ m ³) | Charge G (KN / m ²) |
|-------------------|-----------------------------|---------------|---------------------------------------|---------------------------------|
| 1 | Couche de gravillon | 0.05 | 20 | 1.00 |
| 2 | Etanchéité multi couche | 0.02 | 6 | 0.12 |
| 3 | Béton en forme de pente | 0.07 | 22 | 1.54 |
| 4 | Feuille de polyane | / | / | 0.01 |
| 5 | Isolation thermique (liège) | 0.04 | 4 | 0.16 |
| 6 | Plancher en corps creux | 0.2 | 14 | 2.8 |
| 7 | Enduit plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| G Totale = | | | | 5,83 |

Tableau II-2 : Poids des différents éléments constituant le plancher terrasse inaccessible.

c) **Maçonnerie :**

- **Murs extérieurs :**

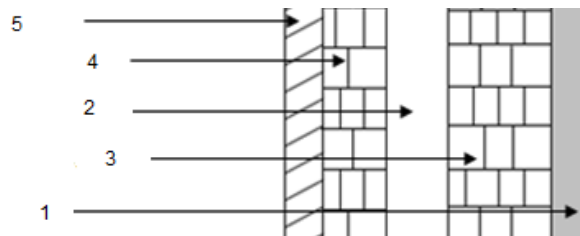


Figure II-7: Coupe transversale du mur extérieur.

| | Désignation | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/m ³) | Charge G (KN/ m ²) |
|-------------------|--|---------------|--------------------------------------|--------------------------------|
| 1 | Enduit en ciment | 0,02 | 20 | 0,40 |
| 2 | Lame d'aire | 0,05 | / | / |
| 3 | Maçonnerie en brique creuse extérieure | 0.15 | 9 | 1,35 |
| 4 | Maçonnerie en brique intérieure | 0.1 | 9 | 0,9 |
| 5 | Enduit de plâtre | 0,02 | 10 | 0,2 |
| G Totale = | | | | 2,85 |

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

• **Murs intérieurs :**

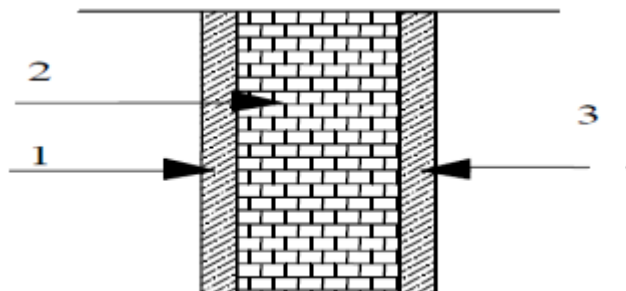


Figure II-8 : Coupe transversale du mur en simple cloison.

| | Désignation | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN / m ³) | Charge G (KN / m ²) |
|-------------------|-----------------------------|---------------|--|---------------------------------|
| 1 | Enduit en plâtre | 0,02 | 10 | 0,2 |
| 2 | Maçonnerie en brique creuse | 0.1 | 9 | 0,9 |
| 3 | Enduit de plâtre | 0,02 | 10 | 0,2 |
| G Totale = | | | | 1,30 |

Tableau II-4 : Poids des différents éléments constituant le mur intérieur.

d) Plancher de Dalle pleine :

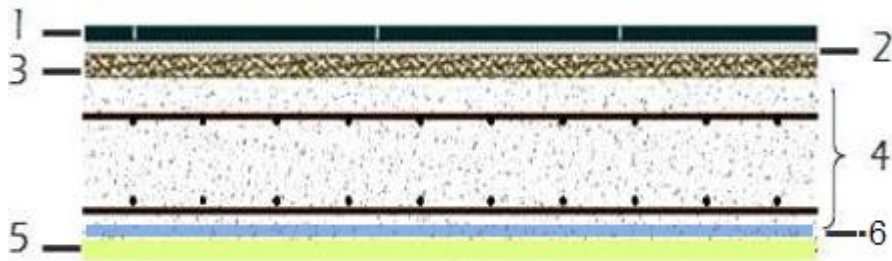


Figure II-9 : Coupe d'un plancher d'étage courant en dalle pleine.

| | Désignation | Épaisseur (m) | Poids volumique (KN/m ³) | Charge G (KN / m ²) |
|-------------------|---------------------------------|---------------|--------------------------------------|---------------------------------|
| 1 | Revêtement carrelage | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 3 | Couche de sable | 0.02 | 18 | 0.36 |
| 4 | Dalle en béton armé | 0.15 | 25 | 3.75 |
| 5 | Enduit ciment | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 6 | Maçonnerie en brique intérieure | / | / | 1.30 |
| G Totale = | | | | 6.61 |

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

e) L'acrotère :

Les dimensions de l'acrotère qui sont illustrées dans ce schéma, vous nous permet de terminer les charges permanentes correspondantes : **poids propre : $G = \rho \times s \times 1ml$**

Avec :

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

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

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

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

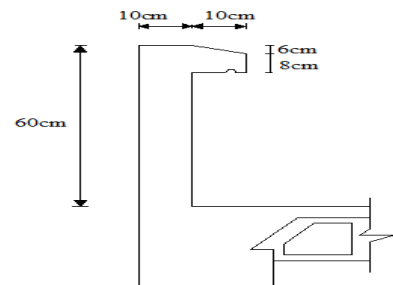


Figure II-10 : Coupe verticale de l'acrotère.

II-3-2- Les charges d’exploitation « Q » :

De la même manière que pour les charge d’exploitation relatives aux différents éléments déjà donnent.

Elles sont donnes par le **DTR B.C.2.2** :

- Toiture inaccessible **1 KN/m²**
- Plancher étage courant á usage habitation **1,5 KN/m²**
- Plancher RDC usage commercial..... **3,5 KN/m²**
- Plancher sous-sol **1,5 KN/m²**
- Escalier..... **2,5 KN/m²**
- Balcon **3,5 KN/m²**
- Acrotère **1 KN/m²**
- Plancher étage service..... **2,5 KN/m²**

II-4- Descente de charges :

La descente des charges est obtenue en déterminant des efforts verticaux dans la structures depuis leur point d’application jusqu’aux fondations.

Remarque :

Pour le pré dimensionnement des poteaux on se référera dans un premier temps au RPA 99 /2003, Zone II_a, la section minimale des poteaux doit être supérieure ou égale á (25 X25) cm²

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

Dans notre cas le poteau ayant la plus grande surface d’influence est (**D5**), ce dernière est représenté ici dessous :

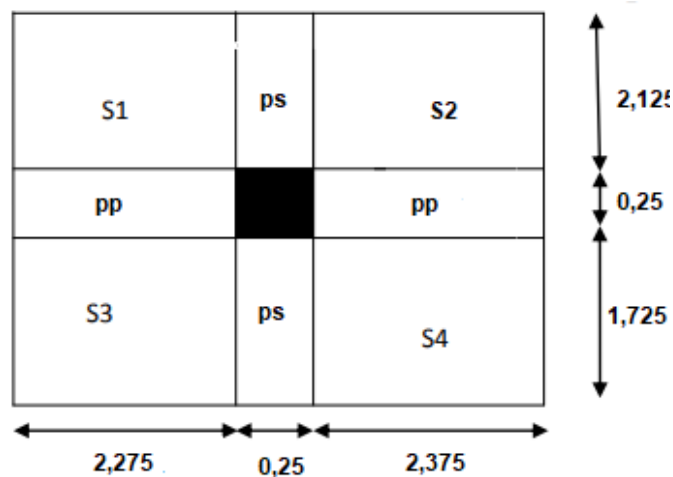


Figure II-11 : surface d’influence.

❖ La surface d'influence :

Section nette :

$$S_{brute} = S1 + S2 + S3 + S4 = (2,275 \times 2,125) + (2,375 \times 2,125) + (2,275 + 1,725) + (2,375 \times 1,725) \\ = 17,90 \text{ m}^2$$

Section brute :

$$S_{nette} = 4,9 \times 4,1 = 20,09 \text{ m}^2$$

❖ Calcule des poids propres des éléments :

A) Les Poteaux :

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

Avec : S : section des poteaux en zone IIa $\geq 25\text{cm}$ (RPA 99/version 2003)

ρ : Poids volumique du béton 25 kn /m³

h_e : hauteur d'étage

- Pour RDC :

$$P = S \times \rho \times h_e = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 4,08 = 6,375 \text{ KN}$$

- Sous-sol :

$$P = S \times \rho \times h_e = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,00 = 4,687 \text{ KN}$$

- Etage service

$$P = S \times \rho \times h_e = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,40 = 5,3125 \text{ KN}$$

- Les étages courants +étage attique :

$$P = S \times \rho \times h_e = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 2,89 = 4,515 \text{ KN}$$

B) Les poutres :

$$P_{poutre} = (b \times h \times \rho) \times L$$

Avec ρ : Poids volumique du béton 25 KN /m³

L : longueur de la poutre

1. Les poutres principales (30 x 40) cm² :

$$P_{PP} = (b \times h \times \rho) \times L = 0,30 \times 0,40 \times 25 \times 4,6 = 13,8 \text{ KN}$$

2. Les poutres secondaires (30 x 35) cm² :

$$P_{PS} = (b \times h \times \rho) \times L = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 3,75 = 9,843 \text{ KN}$$

D'où le poids total : $P = P_{PS} + P_{PP} = 13,8 + 9,843 = 23,643 \text{ KN}$

C) Planchers :

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

- Etage courant et RDC :

$$P_{\text{Plancher}} = G_{\text{Plancher}} \times S = 5,06 \times 17,90 = 90,574 \text{ KN}$$

- Terrasse inaccessible ;

$$P_{\text{Plancher}} = G_{\text{Plancher}} \times S = 5,83 \times 17,90 = 104,357 \text{ KN}$$

❖ **Les surcharges d'exploitation :****Terrasse inaccessible:**

$$Q = 1,00 \times 20,09 = 20,09 \text{ KN}$$

Etage courant :

$$Q = 1,5 \times 17,90 = 26,85 \text{ KN}$$

Etage service :

$$Q = 2,5 \times 17,90 = 44,75 \text{ KN}$$

RDC (local) :

$$Q = 3,5 \times 17,90 = 62,65 \text{ KN}$$

❖ **Dégression vertical des surcharges d'exploitation :**

La descente de charge est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces d'influences.

D'après le **D.T.R.B.C.2.2**, cette loi s'applique aux bâtiments a grand nombre de **niveau** $n \geq 5$ **niveau** ou les occupations des divers peuvent être considérées comme indépendantes.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de cinq niveaux ce qui est le cas de notre bâtiment.

La loi dégression est : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$ pour $n \geq 5$

Avec Q_0 : surcharge d'exploitation a la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage (i)

n : numéro de l'étage di haut vers le bas.

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

- Coefficients de dégression de surcharges :

| Niveau | Etage attique | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | RDC | s.sol |
|--------|---------------|---|------|-----|------|-----|------|-------|-------|-------|------|-------|
| Coef | 1 | 1 | 0.95 | 0.9 | 0.85 | 0.8 | 0.75 | 0.714 | 0.687 | 0.666 | 0.65 | 0.636 |

Tableau II-6 : Coefficients de dégression de surcharges.

- Surcharge cumulées d’après la loi de dégression des charges « Q_c » :

| Niveau | Opérations | Résultats (KN) |
|----------|--|----------------|
| Terrasse | $Q_0 = 20,09$ | 20,09 |
| 10 | $Q_0 + Q_1 = 20,09 + 26,85$ | 46,94 |
| 9 | $Q_0 + (Q_1 + Q_2) \times 0,95 = 20,09 + 0,95(26,85 + 26,85)$ | 71,105 |
| 8 | $Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3) \times 0,9 = 20,09 + 0,9(3 \times 26,85)$ | 92,585 |
| 7 | $Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) \times 0,85 = 20,09 + 0,85(4 \times 26,85)$ | 111,38 |
| 6 | $Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) \times 0,8 = 20,09 + 0,8(5 \times 26,85)$ | 127,49 |
| 5 | $Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) \times 0,75 = 20,09 + 0,75(6 \times 26,85)$ | 140,915 |
| 4 | $Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) \times 0,714 = 20,09 + 0,714(7 \times 26,85)$ | 154,286 |
| 3 | $Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) \times 0,687 = 20,09 + 0,687(8 \times 26,85)$ | 167,657 |
| 2 | $Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) \times 0,666 = 20,09 + 0,666(9 \times 26,85)$ | 181,029 |
| 1 | $Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) \times 0,65 = 20,09 + 0,65(9 \times 26,85 + 44,75)$ | 206,25 |
| RDC | $Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) \times 0,636 = 20,09 + 0,636(9 \times 26,85 + 44,75 + 62,65)$ | 242,085 |

Tableau II-7 : Dégression des charges d’exploitation.

Remarque :

D’après les dégâts constatés lors du séisme du 21 Mai 2003 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. Ceci nous conduit à augmenter la section de nos poteaux afin de respecter les recommandations des experts lors du séisme dernier.

Nous préconisons les mêmes sections pour l’ensemble des poteaux de chaque niveau, nous préconisons ainsi la nécessité d’augmenter la section du béton pour éviter les resèques d’éclatement de ce dernier sous l’effet du sur ferrailage.

| Niv | Charges permanentes (KN) | | | | | Surcharges d'exploitation (KN) | | Effort normal (KN) | Section du poteau (cm ²) | |
|-------|--------------------------|-------------------|-------------------|---------------------|----------------------|--------------------------------|----------------|--|---|-----------------|
| | Poids des planchers | Poids des poutres | Poids des poteaux | G _{totale} | G _{cumulée} | Q _i | Q _c | N _s =G _c +Q _c | Section trouvée $S \geq N_s / \sigma_{bc}$ | Section adoptée |
| T | 104,357 | 23,643 | 0 | 128 | 128 | 20,09 | 20,09 | 148,09 | 98,726 | 35x35 |
| 9 | 90,574 | 23,643 | 4,515 | 118,732 | 246,732 | 26,85 | 46,94 | 293,672 | 195,781 | 35x35 |
| 8 | 90,574 | 23,643 | 4,515 | 118,732 | 365,464 | 26,85 | 71,105 | 436,569 | 291,046 | 35x35 |
| 7 | 90,574 | 23,643 | 4,515 | 118,732 | 484,196 | 26,85 | 92,585 | 576,781 | 384,520 | 40x40 |
| 6 | 90,574 | 23,643 | 4,515 | 118,732 | 602,928 | 26,85 | 111,38 | 714,308 | 476,205 | 40x40 |
| 5 | 90,574 | 23,643 | 4,515 | 118,732 | 721,66 | 26,85 | 127,49 | 849,15 | 566,10 | 40x40 |
| 4 | 90,574 | 23,643 | 4,515 | 118,732 | 840,392 | 26,85 | 140,915 | 981,307 | 654,204 | 45x45 |
| 3 | 90,574 | 23,643 | 4,515 | 118,732 | 959,124 | 26,85 | 154,286 | 1113,41 | 742,273 | 45x45 |
| 2 | 90,574 | 23,643 | 4,515 | 118,732 | 1077,856 | 26,85 | 167,657 | 1245,513 | 830,342 | 45x45 |
| 1 | 90,574 | 23,643 | 5,3125 | 118,732 | 1196,588 | 26,85 | 181,029 | 1377,617 | 918,411 | 50x50 |
| RDC | 90,574 | 23,643 | 6,375 | 120,592 | 1317,18 | 44,75 | 206,25 | 1523,43 | 1015,62 | 50x50 |
| S.sol | 90,574 | 23,643 | 4,375 | 118,592 | 1435,772 | 62,65 | 242,085 | 1677,855 | 1118,57 | 50x50 |

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

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 II_a doivent satisfaire les conditions de tableau ci –dessous :

| Poteaux | Conditions exigées par RPA | Valeur calculée et vérification | Observation |
|--|--|--|--------------------|
| 8^{ème} au 10^{ème} (étage attique) | Min (b,h) ≥ 25cm | Min (b,h) =35cm ≥ 25cm | Condition vérifiée |
| | $\text{Min (b,h)} \geq \frac{h_e}{20}$ | $\text{Min (b,h)} = 35 \geq \frac{289}{20} = 28,9$ | Condition vérifiée |
| | $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ | $\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4$ | Condition vérifiée |
| 5^{ème} au 7^{ème} étage | Min (b,h) ≥ 25cm | Min (b,h)=40cm ≥ 25cm | Condition vérifiée |
| | $\text{Min (b,h)} \geq \frac{h_e}{20}$ | $\text{Min (b,h)} = 40 \text{cm} \geq \frac{289}{20} = 28,9$ | Condition vérifiée |
| | $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ | $\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$ | Condition vérifiée |
| 2^{ème} au 4^{ème} étage | Min(b,h) ≥ 25cm | Min(b,h)=45cm ≥ 25cm | Condition vérifiée |
| | $\text{Min (b,h)} \geq \frac{h_e}{20}$ | $\text{Min (b,h)} = 45 \geq \frac{289}{20} = 28,9 \text{cm}$ | Condition vérifiée |
| | $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ | $\frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 1 < 4$ | Condition vérifiée |
| S.Sol, RDC Et 1^{er} étage (service) | Min(b,h) ≥ 25cm | Min(b,h)=50cm ≥ 25cm | Condition vérifiée |
| | $\text{Min (b,h)} \geq \frac{h_e}{20}$ | $\text{Min (b,h)} = 50 \text{cm} \geq \frac{h_e}{20} = 20,4 \text{cm}$ | Condition vérifiée |
| | $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ | $\frac{1}{4} < \frac{50}{50} = 1 < 4$ | Condition vérifiée |

Tableau II-9: Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA 99(art7.4.1).

♦ **Vérification des poteaux au flambement :**

Lorsqu' 'une pièce (poteau) est soumise à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale, c'est le flambement.

Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$

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

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

L_0 : hauteur libre du poteau.

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

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

$$D'où : \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7 L_0}{\sqrt{\frac{b^3}{12}}} = 0,7 L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

| Niveau | b (cm) | h (cm) | I (cm ⁴) | S(cm ²) | i(cm) | L ₀ (cm) | L _f (cm) | λ | Condition |
|--------|--------|--------|----------------------|---------------------|-------|---------------------|---------------------|-------|--------------------|
| T | 35 | 35 | 125052,08 | 1225 | 10,10 | 289 | 202,3 | 20,02 | Condition vérifiée |
| 9 | 35 | 35 | 125052,08 | 1225 | 10,10 | 289 | 202,3 | 20,02 | Condition vérifiée |
| 8 | 35 | 35 | 125052,08 | 1225 | 10,10 | 289 | 202,3 | 20,02 | Condition vérifiée |
| 7 | 40 | 40 | 213333,33 | 1600 | 11,55 | 289 | 202,3 | 17,51 | Condition vérifiée |
| 6 | 40 | 40 | 213333,33 | 1600 | 11,55 | 289 | 202,3 | 17,51 | Condition vérifiée |
| 5 | 40 | 40 | 213333,33 | 1600 | 11,55 | 289 | 202,3 | 17,51 | Condition vérifiée |
| 4 | 45 | 45 | 341718,75 | 2025 | 12,99 | 289 | 202,3 | 15,57 | Condition vérifiée |
| 3 | 45 | 45 | 341718,75 | 2025 | 12,99 | 289 | 202,3 | 15,57 | Condition vérifiée |
| 2 | 45 | 45 | 341718,75 | 2025 | 12,99 | 289 | 202,3 | 15,57 | Condition vérifiée |
| 1 | 50 | 50 | 520833,33 | 2500 | 14,43 | 340 | 238 | 16,48 | Condition vérifiée |
| RDC | 50 | 50 | 520833,33 | 2500 | 14,43 | 408 | 285,6 | 19,78 | Condition vérifiée |
| s.sol | 50 | 50 | 520833,33 | 2500 | 14,43 | 300 | 210 | 14,54 | Condition vérifiée |

Tableau II-10: Vérification au flambement des poteaux.

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

✚ 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 : **$(30 \times 35) \text{ cm}^2$**

- Sections des poteaux :
 - ✓ Poteaux du s.sol, RDC, 1^{er} étage service niveau : **$(50 \times 50) \text{ cm}^2$**
 - ✓ Poteaux du 2^{eme} au 4^{eme} niveau : **$(45 \times 45) \text{ cm}^2$**
 - ✓ Poteaux du 5^{eme} au 7^{eme} niveau : **$(40 \times 40) \text{ cm}^2$**
 - ✓ Poteaux du 8^{eme} au étages attique niveau : **$(35 \times 35) \text{ cm}^2$**

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

Chapitre III

Calcul Des Eléments Non Structuraux

Introduction :

Ce chapitre portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement); ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale. L'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage, et les différentes vérifications. Le calcul se fera conformément aux règles (**BAEL91 modifié 99** et **RPA 91 modifié 2003**)

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.

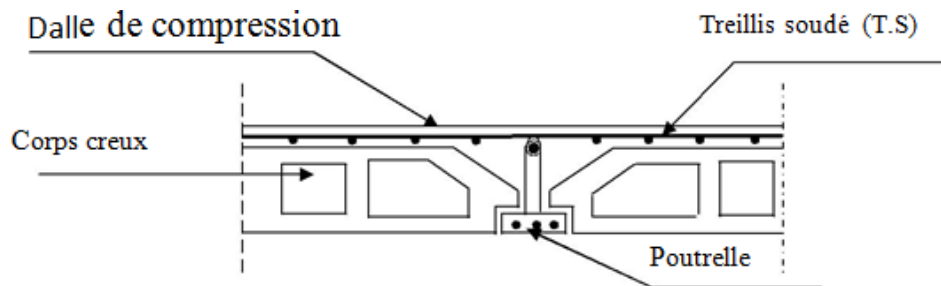


Figure III-1-1: coupe transversale d'un plancher en corps creux.

III-1-1- Etude de la dalle de compression:

La dalle de compression appelée aussi table de compression ou dalle de répartition, est une dalle en béton coulée sur place et sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et le hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé de nuance (**TL 520 ; $\varnothing \leq 6\text{mm}$**) ayant but de :

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

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par le BAEL 91 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 :

$$\begin{cases} A_{\perp} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right) \geq \frac{200}{f_e} & \text{lorsque } L' \leq 50\text{cm} \\ A_{\perp} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right) \geq \frac{4L'}{f_e} & \text{lorsque } 50\text{cm} < L' \leq 80\text{cm} \end{cases}$$

L' : entre axe des poutrelles ; égal à 65cm ($50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm}$).

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

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

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

On adoptera : $A_{\perp} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Pour les armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera : $A_{\parallel} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

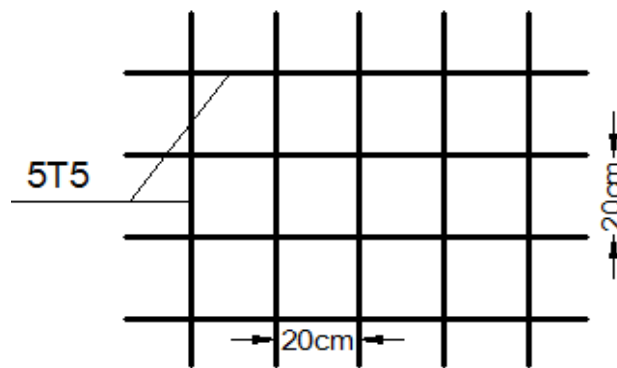


Figure III-1-2 : ferrailage de la dalle de compression.

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, nous adopterons un treillis soudé de (TLE520).

Le diamètre des aciers est de 4 mm soit une section de $0,63 \text{ cm}^2$.

III-1-2- Etude des poutrelles :**1) 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 continuité :**

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

Pour notre projet, les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée suivant le sens Y-Y.

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fera en **deux étapes** :

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

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités et elle travaille en flexion simple. Elle supporte son poids propre, le poids de corps creux et le poids de l'ouvrier.

➤ **Chargement**

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

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

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

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

➤ **Combinaison des charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

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

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

Moment en travée :

$$M_t = q_u \times l^2 / 8 = 2.5 \times (4.5)^2 / 8 = \mathbf{6.33 \text{ KN.m}}$$

Effort tranchant :

$$T_u = q_u \times l / 2 = 2.5 \times 4.5 / 2 = \mathbf{5.625 \text{ KN}}$$

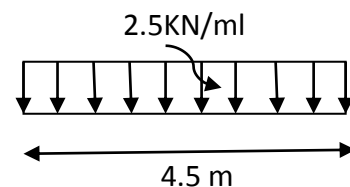


Figure III-1-3: Schéma isostatique de la poutrelle

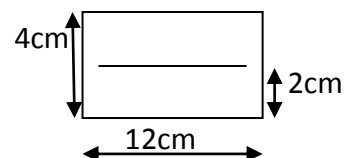
➤ **Calcul des armatures :**

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

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

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \mu = \frac{6.33 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 9.28 > \mu_l = 0.392$$

⇒ Section doublement armée.



Conclusion :

Comme la section de la poutrelle est faible ($12 \times 4 \text{ cm}^2$), par conséquent, nous pouvons pas placer deux nappes d'armatures (des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul) on prévoit alors des étais intermédiaires (des échafaudages) pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression, de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires. L'espacement entre les étais est de 80 à 120 cm.

2^{ème} 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 partiellement encastrés, soumis à des charges (son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression) et des surcharges revenant au plancher ; elle travaille en flexion simple.

A. Détermination de la largeur de la table de compression
(BAEL91 modifié 99/Art.4.1.3) :

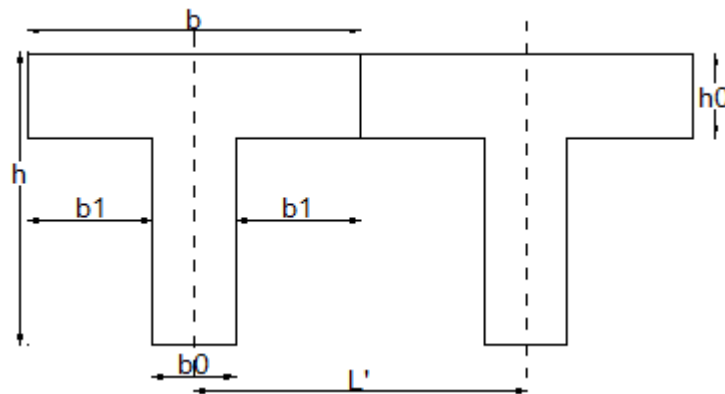


Figure III-1-4 : schématisation de la section des poutrelles.

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 ; $L = 4.5 \text{ m}$

$L_0 = L' - b_0 = 65 - 12 = 52 \text{ cm}$

D'où : $b_1 \leq \min \left\{ \frac{52}{2} ; \frac{450}{10} ; 8 \times 4 \right\} = \min \{ 26.5 ; 45 ; 32 \} \Rightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm}$

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

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 étage 1(service) :**

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

Charges d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$.

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

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

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

3/ 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 1(service) :**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.289 + 1.5 \times 1.625 = 6.878 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_s = G + Q = 3.289 + 1.625 = 4.914 \text{ KN/ml}$.

➤ **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 :

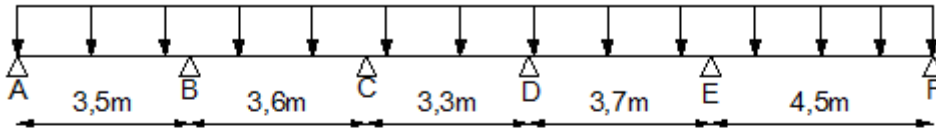
Nous considérons pour nos calculs le chargement du plancher le plus défavorable ; dans notre cas c'est le plancher RDC à usage commercial, donc on utilisera pour le calcul du ferrailage : **ELU :** $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.289 + 1.5 \times 2.275 = 7.853 \text{ KN/ml}$.

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

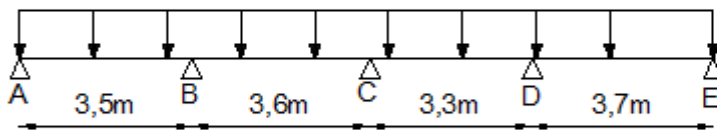
C. Détermination des poutres à étudier :

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

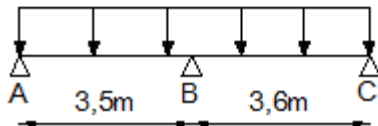
TYPE1:



TYPE2:



TYPE3:

**D. Choix de la méthode de calcul :**

Les moments en travées et aux appuis peuvent être déterminés par l'une des trois méthodes suivantes :

1. Méthode forfaitaire.
2. Méthode des trois moments.
3. Méthode de Caquot.

➤ **Conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 , dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

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

- 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

➤ **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) $Q \leq \max \{2G, 5KN\}$

$$2 \times G = 2 \times 5.06 = 10.12 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 3.5 \leq \max (10.12 ; 5) = 10.12 \text{ KN/ml} \dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

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

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

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

$$\text{Type1: } \left\{ \begin{array}{l} \frac{L1}{L2} = \frac{3.5}{3.6} = 0.97 \leq 1.25 \\ \frac{L2}{L3} = \frac{3.6}{3.3} = 1.09 \leq 1.25 \\ \frac{L3}{L4} = \frac{3.3}{3.7} = 0.89 \leq 1.25 \\ \frac{L4}{L5} = \frac{3.7}{4.5} = 0.82 \leq 1.25 \end{array} \right. \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Type2: } \left\{ \begin{array}{l} \frac{L1}{L2} = \frac{3.5}{3.6} = 0.97 \leq 1.25 \\ \frac{L2}{L3} = \frac{3.6}{3.3} = 1.09 \leq 1.25 \\ \frac{L3}{L4} = \frac{3.3}{3.7} = 0.89 \leq 1.25 \end{array} \right. \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Type3: } \left\{ \frac{L1}{L2} = \frac{3.5}{3.6} = 0.97 \leq 1.25 \right. \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

d) La fissuration est non préjudiciablecondition vérifiée

Conclusion :

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

➤ **Exposé de la méthode :**

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

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

M_t : moment Max en travée dans la travée considérée.

M_0 : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée soumise aux mêmes charges. ($M_0 = \frac{q_u L^2}{8}$; 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 :

- $M_t + \frac{1}{2}(M_w + M_e) \geq \max \{(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05 M_0\}$
- $M_t \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_0$... dans le cas d'une travée de rive .
- $M_t \geq \frac{1}{2}(1 + 0.3\alpha)M_0$ dans le cas d'une travée intermédiaire.

La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6M_0$: pour une poutre à deux travées
- $0.5M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$: pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

III-1-2- Application de la méthode forfaitaire à l'ELU:

$q_u = 7.853 \text{ KN/ml}$.

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{3.5}{3.5+5.06} = 0.409$$

$$\frac{1}{2}(1+0.3\alpha) = \frac{1}{2}(1+0.3 \times 0.409) = 0.56$$

$$\frac{1}{2}(1.2+0.3\alpha) = \frac{1}{2}(1.2+0.3 \times 0.409) = 0.66$$

✚ Type 01 :

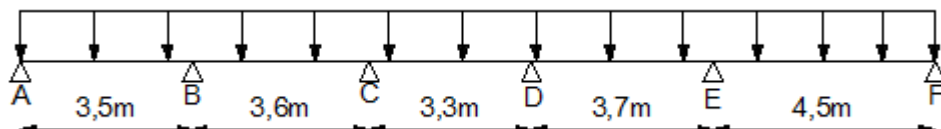


Figure III-1-5 : schéma statique de la poutre reposant sur six appuis.

➤ **Calcul des moments isostatique M_{0i} :**

$$M_0 = \frac{qu L^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{7.853 \times 3.5^2}{8} = 12.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{7.853 \times 3.6^2}{8} = 12.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{7.853 \times 3.3^2}{8} = 10.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{7.853 \times 3.7^2}{8} = 13.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{7.853 \times 4.5^2}{8} = 17.88 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 12.02 = 3.61 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \text{ Max } (M_{01}, M_{02}) = \max 0.5(12.02 ; 12.72) = \max(6.01 ; 6.36) = \mathbf{6.36 \text{ KN.m}}$$

$$M_C = 0.4 \text{ Max } (M_{02}, M_{03}) = \max 0.4(12.72 ; 10.69) = \max(5.088 ; 4.276) = \mathbf{5.09 \text{ KN.m}}$$

$$M_D = 0.4 \text{ Max } (M_{03}, M_{04}) = \max 0.4(10.69 ; 13.44) = \max(4.276 ; 5.376) = \mathbf{5.38 \text{ KN.m}}$$

$$M_E = 0.5 \text{ Max } (M_{04}, M_{05}) = \max 0.5(13.44 ; 17.88) = \max(6.72 ; 8.94) = \mathbf{8.94 \text{ KN.m}}$$

$$M_F = 0.3 M_{05} = 0.3 \times 17.88 = \mathbf{5.36 \text{ KN.m}}$$

➤ **Calcul des moments en travée :**

Travée de rive (AB) :

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

- $M_{tAB} \geq \max \{(1+0.3 \times 0.409)12.02 ; 1.05(12.02)\} - \frac{1}{2}(3.61+6.36) = 8.51 \text{ KN.m}$
- $M_{tAB} \geq \frac{1}{2}(1.2+0.3 \times 0.409) \times 12.02 = 7.95 \text{ KN.m}$

On prend : $M_{tAB} = \mathbf{8.51 \text{ KN.m}}$

Travée intermédiaire (BC) :

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{02}; 1.05M_{02}\} - \frac{1}{2}(M_B + M_C) \\ M_{tBC} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_{02} \end{cases}$$

- $M_{tBC} = \max \{14.28 ; 13.35\} - \frac{1}{2}(6.36+5.09) = 14.28 - 5.72 = 8.56 \text{ KN.m}$
- $M_{tBC} = \frac{1}{2}(1.2+0.3 \times 0.409)12.72 = 8.41 \text{ KN.m}$

On prend : $M_{tBC} = \mathbf{8.56 \text{ KN.m}}$

Travée intermédiaire(CD) :

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

- $M_{tCD} \geq \max\{1.123 \times 10.69; 1.05 \times 10.69\} - \frac{1}{2}(5.09 + 5.38) = 6.77 \text{ KN.m}$
- $M_{tCD} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_{03} = \frac{1}{2}(1.2 + 0.3 \times 0.409)10.69 = 7.07 \text{ KN.m}$

On prend : $M_{tCD} = 7,07 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire (DE):

$$\begin{cases} M_{tDE} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{04}; 1.05M_{04}\} - \frac{1}{2}(M_D + M_E) \\ M_{tDE} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha) M_{04} \end{cases}$$

- $M_{tDE} \geq \max\{1.123 \times 13.44; 1.05 \times 13.44\} - \frac{1}{2}(5.38 + 9.94) = 7,43 \text{ KN.m}$
- $M_{tDE} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3 \times 0.409)13.44 = 8,89 \text{ KN.m}$

On prend : $M_{tDE} = 8,89 \text{ KN.m}$

Travée de rive(EF):

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

- $M_{tEF} \geq \max\{1.123 \times 17.88; 1.05 \times 17.88\} - \frac{1}{2}(8.94 + 5.36) = 12,92 \text{ KN.m}$
- $M_{tEF} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3 \times 0.409)17.88 = 11,82 \text{ KN.m}$

On prend : $M_{tEF} = 12.92 \text{ KN.m}$

➤ Calcul des efforts tranchants :

$$\begin{cases} \theta(x) + \frac{M_i^{+1} - M_i}{L} \\ \text{avec: } (x = 0) = \frac{qu.L}{2} \\ \text{et } \theta(x = L) = \mp \frac{qu.L}{2} \end{cases} \implies \begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qu.L}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qu.L}{2} \end{cases}$$

Travée AB :

$$T_A = \left[\frac{qu \times LAB}{2} \right] + \left[\frac{MB - MA}{LAB} \right] = \left[\frac{7.853 \times 3.5}{2} \right] + \left[\frac{-6.36 - (-3.61)}{3.5} \right]$$

$T_A = 12,96 \text{ KN}$

$$T_B = \left[\frac{-qu \times LAB}{2} \right] + \left[\frac{MB - MA}{LAB} \right] = \left[\frac{-7.853 \times 3.5}{2} \right] + \left[\frac{-6.36 - (-3.61)}{3.5} \right]$$

$T_B = -14,53 \text{ KN}$

Travée BC :

$$T_B = \left[\frac{qu \times LBC}{2} \right] + \left[\frac{MC - MB}{LBC} \right] = \left[\frac{7.853 \times 3.6}{2} \right] + \left[\frac{-5.09 - (-6.36)}{3.6} \right]$$

$$T_B = 14,49 \text{ KN}$$

$$T_C = \left[\frac{-qu \times LBC}{2} \right] + \left[\frac{MC - MB}{LBC} \right] = \left[\frac{-7.853 \times 3.6}{2} \right] + \left[\frac{-5.09 - (-6.36)}{3.6} \right]$$

$$T_C = -13,78 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = \left[\frac{qu \times LCD}{2} \right] + \left[\frac{MD - MC}{LCD} \right] = \left[\frac{7.853 \times 3.3}{2} \right] + \left[\frac{-5.38 - (-5.09)}{3.3} \right]$$

$$T_C = 12,87 \text{ KN}$$

$$T_D = \left[\frac{-qu \times LCD}{2} \right] + \left[\frac{MD - MC}{LCD} \right] = \left[\frac{-7.853 \times 3.3}{2} \right] + \left[\frac{-5.38 - (-5.09)}{3.3} \right]$$

$$T_D = -13,04 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = \left[\frac{qu \times LDE}{2} \right] + \left[\frac{ME - MD}{LDE} \right] = \left[\frac{7.853 \times 3.7}{2} \right] + \left[\frac{-9.94 - (-5.38)}{3.7} \right]$$

$$T_D = 13,29 \text{ KN}$$

$$T_E = \left[\frac{-qu \times LDE}{2} \right] + \left[\frac{ME - MD}{LDE} \right] = \left[\frac{-7.853 \times 3.7}{2} \right] + \left[\frac{-9.94 - (-5.38)}{3.7} \right]$$

$$T_E = -15,76 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$T_E = \left[\frac{qu \times LEF}{2} \right] + \left[\frac{MF - ME}{LEF} \right] = \left[\frac{7.853 \times 4.5}{2} \right] + \left[\frac{-5.96 - (-9.94)}{4.5} \right]$$

$$T_E = -15,76 \text{ KN}$$

$$T_F = \left[\frac{-qu \times LEF}{2} \right] + \left[\frac{MF - ME}{LEF} \right] = \left[\frac{-7.853 \times 4.5}{2} \right] + \left[\frac{-5.96 - (-9.94)}{4.5} \right]$$

$$T_F = -16,78 \text{ KN}$$

- **Conclusion :**

Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 9,94 \text{ KN.m}$

Le moment max en travée : $M_t^{\max} = 12,92 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant max : $T^{\max} = 14,49 \text{ KN}$

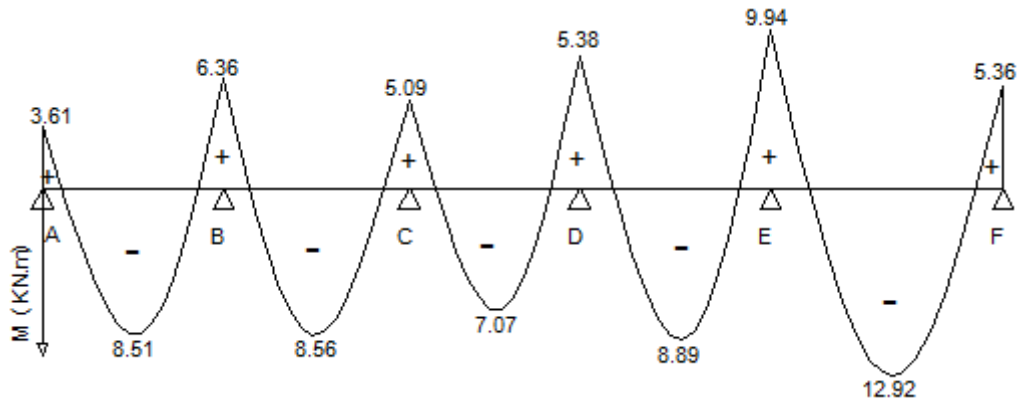


Figure III-1-6 : diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

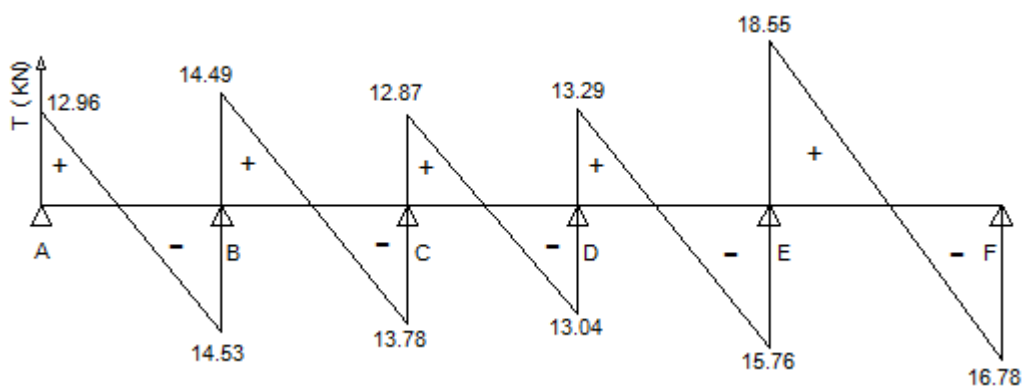


Figure III-1-7 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Type 02 :

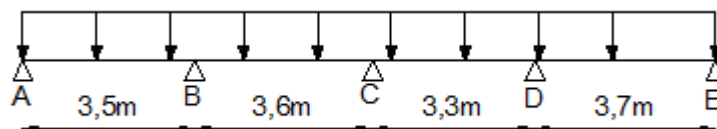


Figure III-1-8 : schéma statique de la poutre reposant sur cinq appuis.

➤ **Calcul des moments isostatique M_{0i} :**

$$M_o = \frac{qu L^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{7.853 \times 3.5^2}{8} = 12,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{7.853 \times 3.6^2}{8} = 12,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{7.853 \times 3.3^2}{8} = 10,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{7.853 \times 3.7^2}{8} = 13,44 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 12.02 = \mathbf{3.61 \text{ KN.m}}$$

$$M_B = 0.5 \text{ Max } (M_{01}, M_{02}) = \max 0.5(12.02 ; 12.72) = \max(6.01 ; 6.36) = \mathbf{6.36 \text{ KN.m}}$$

$$M_C = 0.4 \text{ Max } (M_{02}, M_{03}) = \max 0.4(12.72 ; 10.69) = \max(5.088 ; 4.276) = \mathbf{5.09 \text{ KN.m}}$$

$$M_D = 0.4 \text{ Max } (M_{03}, M_{04}) = \max 0.5(10.69 ; 13.44) = \max(5.34 ; 6.72) = \mathbf{6,72 \text{ KN.m}}$$

$$M_E = 0.3 M_{04} = 0.5 \times 13.44 = \mathbf{4,03 \text{ KN.m}}$$

➤ **Calcul des moments en travée :**

Travée de rive(AB) :

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

- $M_t^{AB} \geq \max \{(1+0.3 \times 0.409)12.02 ; 1.05(12.02)\} - \frac{1}{2}(3.61+6.36) = 8.51 \text{ KN.m}$
- $M_t^{AB} \geq \frac{1}{2}(1.2+0.3 \times 0.409) \times 12.02 = 7.95 \text{ KN.m}$

On prend : $M_t^{AB} = \mathbf{8.51 \text{ KN.m}}$

Travée intermédiaire (BC):

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{02} ; 1.05M_{02}\} - \frac{1}{2}(M_B + M_C) \\ M_{tBC} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_{02} \end{cases}$$

- $M_t^{BC} = \max\{14.28 ; 13.35\} - \frac{1}{2}(6.36+5.09) = 14.28 - 5.72 = 8.56 \text{ KN.m}$
- $M_t^{BC} = \frac{1}{2}(1.2+0.3 \times 0.409)12.72 = 8.41 \text{ KN.m}$

On prend : $M_t^{BC} = \mathbf{8.56 \text{ KN.m}}$

Travée intermédiaire (CD) :

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

- $M_t^{CD} \geq \max\{1.123 \times 10.69 ; 1.05 \times 10.69\} - \frac{1}{2}(5.09+6.72) = 6,09 \text{ KN.m}$
- $M_t^{CD} \geq \frac{1}{2}(1.2+0.3\alpha)M_{03} = \frac{1}{2}(1.2+0.3 \times 0.409)10.69 = 7,07 \text{ KN.m}$

On prend : $M_t^{CD} = \mathbf{7,07 \text{ KN.m}}$

Travée intermédiaire (DE) :

$$\begin{cases} M_{tDE} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{04} ; 1.05M_{04}\} - \frac{1}{2}(M_D + M_E) \\ M_{tDE} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha) M_{04} \end{cases}$$

- $M_{tDE} \geq \max\{1.123 \times 13.44 ; 1.05 \times 13.44\} - \frac{1}{2}(6.72 + 4.03) = 15.09 - 5.375 = 9,71 \text{ KN.m}$
- $M_{tDE} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3 \times 0.409) 13.44 = 8,89 \text{ KN.m}$

On prend : $M_{tDE} = 9,71 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants :****Travée AB :**

$$T_A = \left[\frac{qu \times LAB}{2} \right] + \left[\frac{MB - MA}{LAB} \right] = \left[\frac{7.853 \times 3.5}{2} \right] + \left[\frac{-6.36 - (-3.61)}{3.5} \right]$$

$$T_A = 12,96 \text{ KN}$$

$$T_B = \left[\frac{-qu \times LAB}{2} \right] + \left[\frac{MB - MA}{LAB} \right] = \left[\frac{-7.853 \times 3.5}{2} \right] + \left[\frac{-6.36 - (-3.61)}{3.5} \right]$$

$$T_B = -14,53 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \left[\frac{qu \times LBC}{2} \right] + \left[\frac{MC - MB}{LBC} \right] = \left[\frac{7.853 \times 3.6}{2} \right] + \left[\frac{-5.09 - (-6.36)}{3.6} \right]$$

$$T_B = 14,49 \text{ KN}$$

$$T_C = \left[\frac{-qu \times LBC}{2} \right] + \left[\frac{MC - MB}{LBC} \right] = \left[\frac{-7.853 \times 3.6}{2} \right] + \left[\frac{-5.09 - (-6.36)}{3.6} \right]$$

$$T_C = -13,78 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = \left[\frac{qu \times LCD}{2} \right] + \left[\frac{MD - MC}{LCD} \right] = \left[\frac{7.853 \times 3.3}{2} \right] + \left[\frac{-6.72 - (-5.09)}{3.3} \right]$$

$$T_C = 12,46 \text{ KN}$$

$$T_D = \left[\frac{-qu \times LCD}{2} \right] + \left[\frac{MD - MC}{LCD} \right] = \left[\frac{-7.853 \times 3.3}{2} \right] + \left[\frac{-6.72 - (-5.09)}{3.3} \right]$$

$$T_D = -13,45 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = \left[\frac{qu \times LDE}{2} \right] + \left[\frac{ME - MD}{LDE} \right] = \left[\frac{7.853 \times 3.7}{2} \right] + \left[\frac{-4.03 - (-6.72)}{3.7} \right]$$

$$T_D = 15,25 \text{ KN}$$

$$T_E = \left[\frac{-qu \times LDE}{2} \right] + \left[\frac{ME - MD}{LDE} \right] = \left[\frac{-7.853 \times 3.7}{2} \right] + \left[\frac{-4.03 - (-6.72)}{3.7} \right]$$

$$T_E = -13,80 \text{ KN}$$

• **Conclusion :**

Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 6,72 \text{ KN.m}$

Le moment max en travée : $M_t^{\max} = 9,71 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant max : $T^{\max} = 15,25 \text{ KN}$

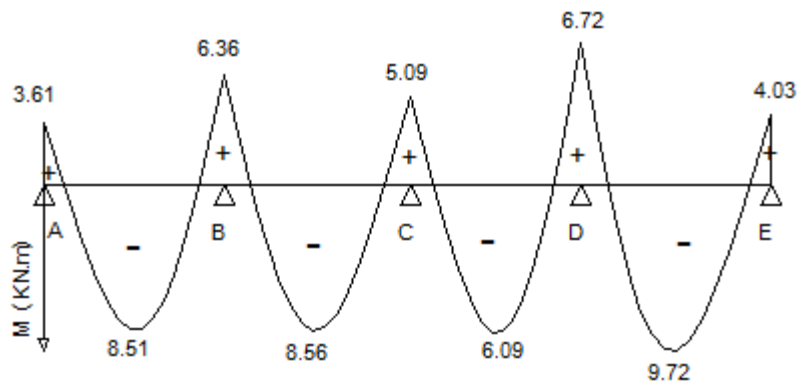


Figure III-1-9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

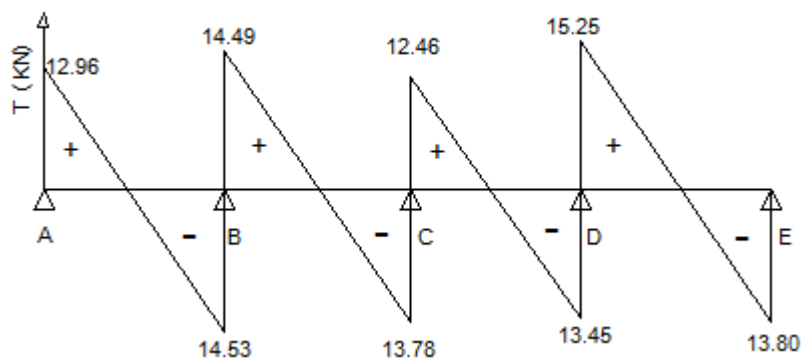


Figure III-1-10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

✚ **Type 03 :**

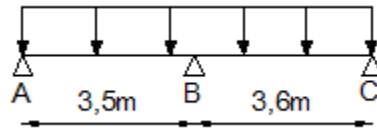


Figure III-1-11: Schéma statique de la poutre reposant sur trois appuis.

➤ **Calcul des moments isostatique M_{0i} :**

$$M_o = \frac{qu L^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{7.853 \times 3.5^2}{8} = 12,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{7.853 \times 3.6^2}{8} = 12,72 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 12.02 = \mathbf{3.61 \text{ KN.m}}$$

$$M_B = 0.6 \text{ Max } (M_{01}, M_{02}) = \max 0.6 (12.02 ; 12.72) = \max (7.21 ; 7.63) = \mathbf{7.63 \text{ KN.m}}$$

$$M_C = 0.3 M_{02} = 0.3 \times 12.72 = \mathbf{3,82 \text{ KN.m}}$$

➤ **Calcul des moments en travée :**

Travée de rive (AB) :

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

- $M_t^{AB} \geq \max \{(1+0.3 \times 0.409)12.02 ; 1.05(12.02)\} - \frac{1}{2}(3.61+7.63) = 7,87 \text{ KN.m}$
- $M_t^{AB} \geq \frac{1}{2}(1.2+0.3 \times 0.409) \times 12.02 = 7.95 \text{ KN.m}$

On prend : $M_t^{AB} = \mathbf{7,95 \text{ KN.m}}$

Travée intermédiaire (BC) :

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{02} ; 1.05M_{02}\} - \frac{1}{2}(M_B + M_C) \\ M_{tBC} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_{02} \end{cases}$$

- $M_t^{BC} = \max\{14.28 ; 13.35\} - \frac{1}{2}(7.63+3.82) = 14.28 - 5.72 = 8,55 \text{ KN.m}$
- $M_t^{BC} = \frac{1}{2}(1.2+0.3 \times 0.409)12.72 = 8.41 \text{ KN.m}$

On prend : $M_t^{BC} = \mathbf{8.55 \text{ KN.m}}$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

Travée AB :

$$T_A = \left[\frac{qu \times LAB}{2} \right] + \left[\frac{MB - MA}{LAB} \right] = \left[\frac{7.853 \times 3.5}{2} \right] + \left[\frac{-6.36 - (-3.61)}{3.5} \right]$$

$$T_A = 12,96 \text{ KN}$$

$$T_B = \left[\frac{-qu \times LAB}{2} \right] + \left[\frac{MB - MA}{LAB} \right] = \left[\frac{-7.853 \times 3.5}{2} \right] + \left[\frac{-7.63 - (-3.61)}{3.5} \right]$$

$$T_B = -14,89 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \left[\frac{qu \times LBC}{2} \right] + \left[\frac{MC - MB}{LBC} \right] = \left[\frac{7.853 \times 3.6}{2} \right] + \left[\frac{-3.82 - (-7.63)}{3.6} \right]$$

$$T_B = 15,19 \text{ KN}$$

$$T_C = \left[\frac{-qu \times LBC}{2} \right] + \left[\frac{MC - MB}{LBC} \right] = \left[\frac{-7.853 \times 3.6}{2} \right] + \left[\frac{-3.82 - (-7.63)}{3.6} \right]$$

$$T_C = -13,08 \text{ KN}$$

• **Conclusion :**

Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 7,63 \text{ KN.m}$

Le moment max aux travées : $M_t^{\max} = 8,55 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant max : $T^{\max} = 15,19 \text{ KN}$.

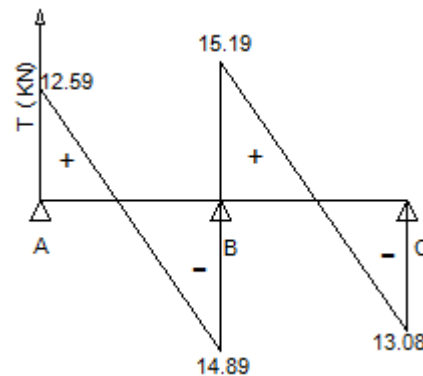
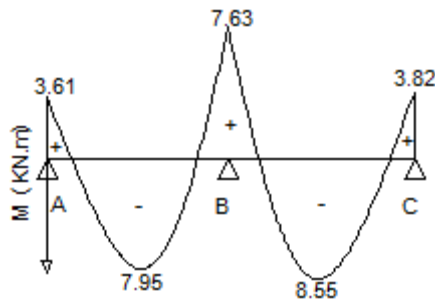


Figure III-1-12: diagramme des moments fléchissant.

Figure III-1-13: diagramme des efforts tranchants

III-1-3- Ferrailage :

A. Armatures longitudinales :

Le ferrailage va se faire avec les moments à L'ELU.

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 :**

$$M_t^{\max} = 14,37 \text{ KN.m}$$

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 :

$$M_0 = b_0 \times h_0 \times d \times \left(\frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \quad ; \quad \text{avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$= 0,65 \times 0,04 \times (0,18 \frac{0,04}{2}) \times 14,2 \times 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} = 14,37 \text{ KN.m} < M_0 = 59,072 \text{ KN.m} \rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression, le béton tendu est négligeable. On aura à calculer une section rectangulaire **$(b \times h) = (65 \times 20 \text{ cm}^2)$** .

$$\mu_b = \frac{M_{tmax}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{14,37 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,048 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,048 \rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_t = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14,37 \times 10^3}{0,975 \times 18 \times 348} = 2,35 \text{ cm}^2$$

On adopte : **A = 3HA12 = 3,39 cm²**

➤ **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 9,94 \text{ KN.m}$$

La table de compression tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de hauteur utile $d = 18 \text{ cm}$ et de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$.

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{9,94 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,18 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,18 \rightarrow \beta = 0,9$$

$$A_{St} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,94 \times 10^3}{0,9 \times 18 \times 348} = 1,76 \text{ cm}^2$$

On adopte : **A = 2HA12 = 2,26 cm²**

B. Armatures transversales [Art A.7.2, 21/BAEL 91 modifié 99] :

$$\varnothing t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \varnothing 1 ; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$\varnothing t$: Diamètre des armatures transversales.

$\varnothing 1$: Diamètre des armatures longitudinales.

$$\varnothing t \leq \min \left\{ \frac{200}{35} ; \varnothing 1 ; \frac{120}{10} \right\} = \{7,71 ; 12 ; 12\} \text{ on prend } \varnothing t = 8 \text{ mm}$$

On adopte : **A = 2HA8 = 1,00 cm²**.

C. Espacement des armatures transversales :

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

$$S_t \leq \min \{ 0.9(18) ; 40 \text{ cm} \} = 16,20 \text{ cm}$$

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

$$\frac{At \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \rightarrow \frac{1.00 \times 400}{15 \times 15} = 2.22 \text{ MPa} < 0.4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

III-1-4- Vérifications à L'ELU :**1. Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.21, CBA93) :**

Par définition, une section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie.

Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchi, de la largeur « b » armée d'une section « A_s » cette condition s'exprime par :

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

➤ En travée :

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 3,39 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis :

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.26 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 2.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

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

$$V_u^{\max} = 16,78 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V_u^{\max}}{h_0 d} = \frac{16.78 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.77 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée (pas de risque de cisaillement).}$$

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

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression puisse être repris.

$$L_s = \frac{\theta f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL (Art A.6.1,253/BAEL 91 modifiées 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.

$$L_a = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.92 \text{ cm} ; \text{ Soit } L_s = 17 \text{ cm} .$$

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

➤ Sur le béton :

On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} \leq \frac{0.4 \times 25}{1.5} \times 0.9 \times 180 \times 120 = 129.6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 16.78 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Sur les aciers :

$$\text{On doit vérifier que : } A_{st} \geq A_{\min} = \left(V_u^{\max} - \frac{M_a^{\max}}{0.9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{\min} = \left(16.78 - \frac{9.94}{0.9 \times 0.18} \right) \times \frac{1.15}{400} = -0.128 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = -0.128 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

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} :

$$M_o = \frac{q_s \cdot L^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{5.564 \times 3.5^2}{8} = 8,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{5,564 \times 3.6^2}{8} = 9,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{5,564 \times 3.3^2}{8} = 7,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{5,564 \times 3.7^2}{8} = 9,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{5,564 \times 4.5^2}{8} = 12,01 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 8.52 = \mathbf{2,56 \text{ KN.m}}$$

$$M_B = 0.5 \text{ Max } (M_{01}, M_{02}) = \max 0.5(8.52 ; 9.01) = \max(4.26 ; 4.5) = \mathbf{4,50 \text{ KN.m}}$$

$$M_C = 0.4 \text{ Max } (M_{02}, M_{03}) = \max 0.4(9.01 ; 7.57) = \max(3.60 ; 3.02) = \mathbf{3,60 \text{ KN.m}}$$

$$M_D = 0.4 \text{ Max } (M_{03}, M_{04}) = \max 0.4(7.57 ; 9.52) = \max(3.02 ; 3.80) = \mathbf{3,80 \text{ KN.m}}$$

$$M_E = 0.5 \text{ Max } (M_{04}, M_{05}) = \max 0.5(9.52 ; 12.01) = \max(4.76 ; 7.04) = \mathbf{6,01 \text{ KN.m}}$$

$$M_F = 0.3 M_{05} = 0.3 \times 12.01 = \mathbf{3,63 \text{ KN.m}}$$

➤ **Calcul des moments en travée :**

Travée de rive (AB) :

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

- $M_t^{AB} \geq \max \{(1+0.3 \times 0.409)8.52 ; 1.05(8.52)\} - \frac{1}{2}(2.56+4.5) = 9.56 - 3.53 = 6,03 \text{ KN.m}$
- $M_t^{AB} \geq \frac{1}{2}(1.2+0.3 \times 0.409) \times 8.52 = 5,63 \text{ KN.m}$

On prend : $M_t^{AB} = \mathbf{6,03 \text{ KN.m}}$

Travée intermédiaire (BC) :

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{02}; 1.05M_{02}\} - \frac{1}{2}(M_B + M_C) \\ M_t^{BC} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_{02} \end{cases}$$

- $M_t^{BC} = \max\{10.12 ; 9.46\} - \frac{1}{2}(4.5+3.6) = 10.12 - 4.05 = 6,11 \text{ KN.m}$
- $M_t^{BC} = \frac{1}{2}(1.2+0.3 \times 0.409)9.01 = 5,96 \text{ KN.m}$

On prend : $M_t^{BC} = \mathbf{6,11 \text{ KN.m}}$

Travée intermédiaire (CD) :

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

- $M_t^{CD} \geq \max\{1.123 \times 7.57 ; 1.05 \times 7.57\} - \frac{1}{2}(3.6 + 3.8) = 4,80 \text{ KN.m}$
- $M_t^{CD} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_{03} = \frac{1}{2}(1.2 + 0.3 \times 0.409)7.57 = 5,01 \text{ KN.m}$

On prend : $M_t^{CD} = 5,01 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire (DE) :

$$\begin{cases} M_t^{DE} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{04} ; 1.05M_{04}\} - \frac{1}{2}(M_D + M_E) \\ M_t^{DE} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_{04} \end{cases}$$

- $M_t^{DE} \geq \max\{1.123 \times 9.52 ; 1.05 \times 9.52\} - \frac{1}{2}(3.8 + 7.04) = 5,25 \text{ KN.m}$
- $M_t^{DE} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3 \times 0.409)9.52 = 6,30 \text{ KN.m}$

On prend : $M_t^{DE} = 6,30 \text{ KN.m}$

Travée de rive (EF) :

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

- $M_t^{EF} \geq \max\{1.123 \times 12.01 ; 1.05 \times 12.01\} - \frac{1}{2}(6.01 + 3.63) = 8,17 \text{ KN.m}$
- $M_t^{EF} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3 \times 0.409) \times 12.01 = 7,74 \text{ KN.m}$

On prend : $M_t^{EF} = 8,17 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants :****Travée AB :**

$$T_A = \left[\frac{q_s \times LAB}{2} \right] + \left[\frac{MB - MA}{LAB} \right] = \left[\frac{5.564 \times 3.5}{2} \right] + \left[\frac{-4.5 - (-2.56)}{3.5} \right]$$

$$T_A = 9,18 \text{ KN}$$

$$T_B = \left[\frac{-q_s \times LAB}{2} \right] + \left[\frac{MB - MA}{LAB} \right] = \left[\frac{-5.564 \times 3.5}{2} \right] + \left[\frac{-4.5 - (-2.56)}{3.5} \right]$$

$$T_B = -10,29 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \left[\frac{qs \times LBC}{2} \right] + \left[\frac{MC - MB}{LBC} \right] = \left[\frac{5.564 \times 3.6}{2} \right] + \left[\frac{-3.6 - (-4.5)}{3.6} \right]$$

$$T_B = 10,26 \text{ KN}$$

$$T_C = \left[\frac{-qs \times LBC}{2} \right] + \left[\frac{MC - MB}{LBC} \right] = \left[\frac{-5.564 \times 3.6}{2} \right] + \left[\frac{-3.6 - (-4.5)}{3.6} \right]$$

$$T_C = -9,76 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = \left[\frac{qs \times LCD}{2} \right] + \left[\frac{MD - MC}{LCD} \right] = \left[\frac{5.564 \times 3.3}{2} \right] + \left[\frac{-3.8 - (-3.6)}{3.3} \right]$$

$$T_C = 9,12 \text{ KN}$$

$$T_D = \left[\frac{-qs \times LCD}{2} \right] + \left[\frac{MD - MC}{LCD} \right] = \left[\frac{-5.564 \times 3.3}{2} \right] + \left[\frac{-3.8 - (-3.6)}{3.3} \right]$$

$$T_D = -9,24 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = \left[\frac{qs \times LDE}{2} \right] + \left[\frac{ME - MD}{LDE} \right] = \left[\frac{5.564 \times 3.7}{2} \right] + \left[\frac{-7.04 - (-3.8)}{3.7} \right]$$

$$T_D = 9,42 \text{ KN}$$

$$T_E = \left[\frac{-qs \times LDE}{2} \right] + \left[\frac{ME - MD}{LDE} \right] = \left[\frac{-5.564 \times 3.7}{2} \right] + \left[\frac{-7.04 - (-3.8)}{3.7} \right]$$

$$T_E = -11,17 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$T_E = \left[\frac{qs \times LEF}{2} \right] + \left[\frac{MF - ME}{LEF} \right] = \left[\frac{5.564 \times 4.5}{2} \right] + \left[\frac{-4.22 - (-7.04)}{4.5} \right]$$

$$T_E = -13,14 \text{ KN}$$

$$T_F = \left[\frac{-qs \times LEF}{2} \right] + \left[\frac{MF - ME}{LEF} \right] = \left[\frac{-5.564 \times 4.5}{2} \right] + \left[\frac{-4.22 - (-7.04)}{4.5} \right]$$

$$T_F = -11,89 \text{ KN}$$

- **Conclusion :**

Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 7,04 \text{ KN.m}$

Le moment max aux travées : $M_t^{\max} = 8,17 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant max : $T^{\max} = 10,26 \text{ KN}$.

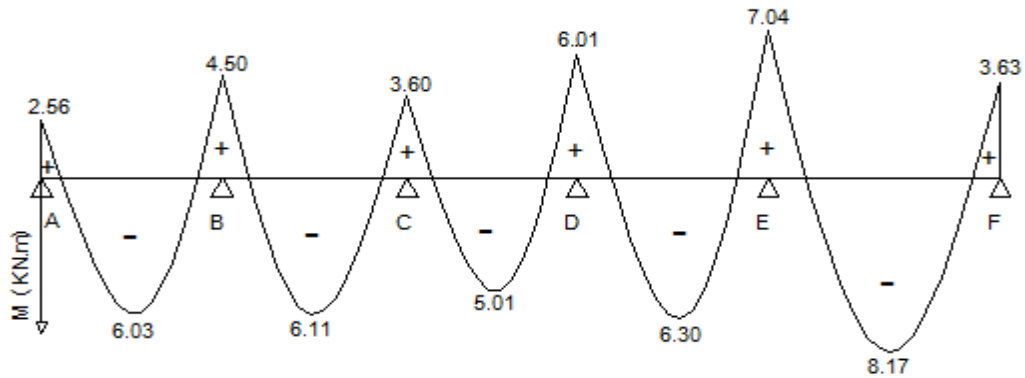


Figure III-1-14: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

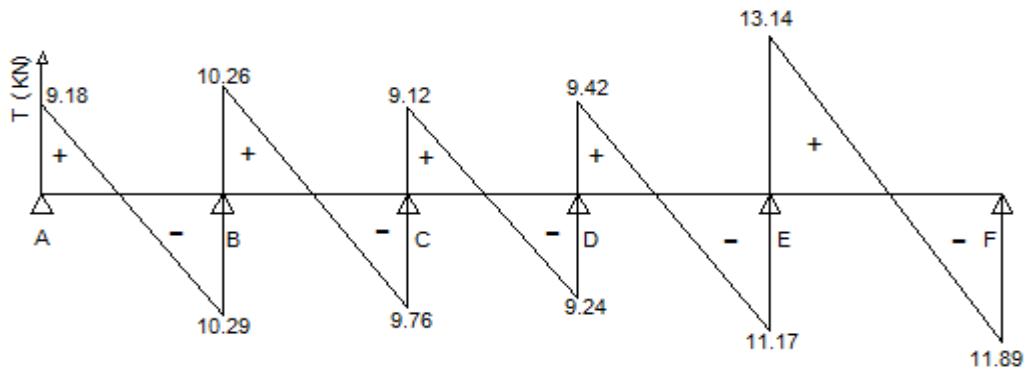


Figure III-1-15: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Type 02 :

➤ **Calcul des moments isostatique M_{0i} :**

$$M_o = \frac{qs L^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{5.564 \times 3.5^2}{8} = 8,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{5.564 \times 3.6^2}{8} = 9,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{5.564 \times 3.3^2}{8} = 7,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{5.564 \times 3.7^2}{8} = 9,52 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 8.52 = 2,56 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \text{ Max } (M_{01}, M_{02}) = \max 0.5(8.52 ; 9.01) = \max(4.26 ; 4.50) = 4,50 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \text{ Max } (M_{02}, M_{03}) = \max 0.4(9.01 ; 7.57) = \max(3.60 ; 3.03) = 3,60 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.5 \text{ Max } (M_{03}, M_{04}) = \max 0.5(7.57 ; 9.52) = \max(3.78 ; 4.76) = 4,76 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.3 M_{04} = 0.3 \times 9.52 = 2,86 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travée :**

Travée de rive (AB) :

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

- $M_t^{AB} \geq \max\{(1+0.3 \times 0.409)8.52 ; 1.05(8.52)\} - \frac{1}{2}(2.56+4.5) = 9.56 - 3.53 = 6,03 \text{ KN.m}$
- $M_t^{AB} \geq \frac{1}{2}(1.2+0.3 \times 0.409) \times 8.52 = 5,63 \text{ KN.m}$

On prend: $M_t^{AB} = 6,03 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire (BC) :

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{02}; 1.05M_{02}\} - \frac{1}{2}(M_B + M_C) \\ M_t^{BC} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_{02} \end{cases}$$

- $M_t^{BC} = \max\{10.11 ; 9.46\} - \frac{1}{2}(4.5+3.6) = 10.11 - 4.05 = 6,06 \text{ KN.m}$
- $M_{tBC} = \frac{1}{2}(1.2+0.3 \times 0.409)9.01 = 5,96 \text{ KN.m}$

On prend : $M_t^{BC} = 6,06 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire (CD):

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

- $M_t^{CD} \geq \max\{1.123 \times 7.57 ; 1.05 \times 7.57\} - \frac{1}{2}(3.6+4.76) = \max\{8.50 ; 7.95\} - 5.98 = 8.50 - 5.98 = 2,52 \text{ KN.m}$
- $M_t^{CD} \geq \frac{1}{2}(1.2+0.3\alpha)M_{03} = \frac{1}{2}(1.2+0.3 \times 0.409)7.57 = 5.01 \text{ KN.m}$

On prend : $M_t^{CD} = 5,01 \text{ KN.m}$

Travée de rive (D ;E) :

$$\begin{cases} M_t^{DE} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{04}; 1.05M_{04}\} - \frac{1}{2}(M_D + M_E) \\ M_t^{DE} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_{04} \end{cases}$$

- $M_t^{DE} \geq \max\{1.123 \times 9.52 ; 1.05 \times 9.52\} - \frac{1}{2}(4.76+2.86) = 6.88 \text{ KN.m}$
- $M_t^{DE} \geq \frac{1}{2}(1.2+0.3 \times 0.409)9.52 = 5.34 \text{ KN.m}$

On prend : $M_t^{DE} = 6,88 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

Travée AB :

$$T_A = \left[\frac{q_s \times LAB}{2} \right] + \left[\frac{MB - MA}{LAB} \right] = \left[\frac{5.564 \times 3.5}{2} \right] + \left[\frac{-4.5 - (-2.56)}{3.5} \right]$$

$$T_A = 9,18 \text{ KN}$$

$$T_B = \left[\frac{-q_s \times LAB}{2} \right] + \left[\frac{MB - MA}{LAB} \right] = \left[\frac{-5.564 \times 3.5}{2} \right] + \left[\frac{-4.5 - (-2.56)}{3.5} \right]$$

$$T_B = -10,29 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \left[\frac{q_s \times LBC}{2} \right] + \left[\frac{MC - MB}{LBC} \right] = \left[\frac{5.564 \times 3.6}{2} \right] + \left[\frac{-3.6 - (-4.5)}{3.6} \right]$$

$$T_B = 10,26 \text{ KN}$$

$$T_C = \left[\frac{-q_s \times LBC}{2} \right] + \left[\frac{MC - MB}{LBC} \right] = \left[\frac{-5.564 \times 3.6}{2} \right] + \left[\frac{-3.6 - (-4.5)}{3.6} \right]$$

$$T_C = -9,76 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = \left[\frac{q_s \times LCD}{2} \right] + \left[\frac{MD - MC}{LCD} \right] = \left[\frac{5.564 \times 3.3}{2} \right] + \left[\frac{-4.76 - (-3.6)}{3.3} \right]$$

$$T_C = 8,83 \text{ KN}$$

$$T_D = \left[\frac{-q_s \times LCD}{2} \right] + \left[\frac{MD - MC}{LCD} \right] = \left[\frac{-5.564 \times 3.3}{2} \right] + \left[\frac{-4.76 - (-3.6)}{3.3} \right]$$

$$T_D = -9.53 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = \left[\frac{q_s \times LDE}{2} \right] + \left[\frac{ME - MD}{LDE} \right] = \left[\frac{5.564 \times 3.7}{2} \right] + \left[\frac{-2.86 - (-4.76)}{3.7} \right]$$

$$T_D = 10,81 \text{ KN}$$

$$T_E = \left[\frac{-q_s \times LDE}{2} \right] + \left[\frac{ME - MD}{LDE} \right] = \left[\frac{-5.564 \times 3.7}{2} \right] + \left[\frac{-2.86 - (-4.76)}{3.7} \right]$$

$$T_E = -9.78 \text{ KN}$$

• **Conclusion :**

Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 4,76 \text{ KN.m}$

Le moment max aux travées : $M_t^{\max} = 6.88 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant max : $T^{\max} = 10,81 \text{ KN}$

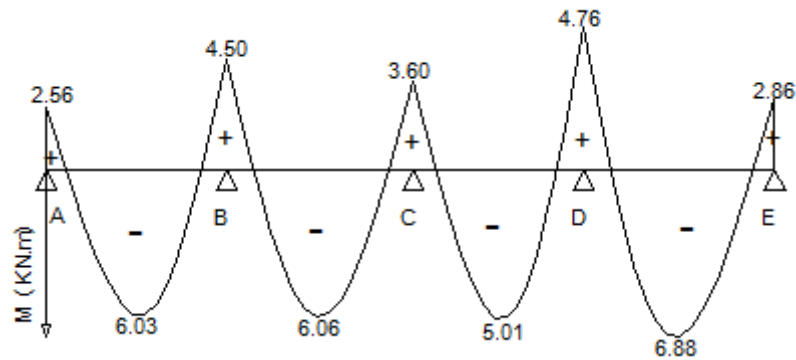


Figure III-1-16: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

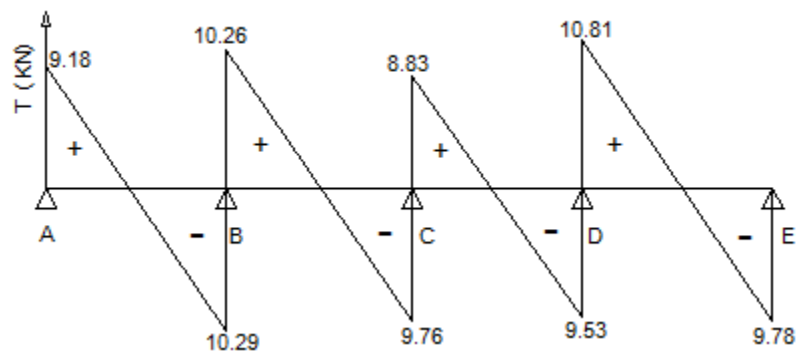


Figure III-1-17: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

✚ Type 03 :

➤ **Calcul des moments isostatique M_{0i} :**

$$M_o = \frac{qs.L^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{5.564 \times 3.5^2}{8} = 8,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{5.564 \times 3.6^2}{8} = 9,01 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 8.52 = \mathbf{2,52 \text{ KN.m}}$$

$$M_B = 0.6 \text{ Max } (M_{01}, M_{02}) = \max 0.6(8.52 ; 9.01) = 0.6 \times 9.01 = \mathbf{5,41 \text{ KN.m}}$$

$$M_c = 0.3 M_{02} = 0.3 \times 9.01 = \mathbf{2,70 \text{ KN.m}}$$

➤ **Calcul des moments en travée :**

Travée de rive (AB) :

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

- $M_t^{AB} \geq \max \{(1+0.3 \times 0.409)8.52 ; 1.05(8.52)\} - \frac{1}{2}(2.56+5.41) = \max\{9.56 ; 8.95\} - 3.98$
 $= 9.56 - 3.98 = 5,58 \text{ KN.m}$
- $M_t^{AB} \geq \frac{1}{2}(1.2+0.3 \times 0.409) \times 8.52 = 5,63 \text{ KN.m}$

On prend : $M_t^{AB} = 5,63 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire (BC) :

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{02} ; 1.05M_{02}\} - \frac{1}{2}(M_B + M_C) \\ M_t^{BC} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_{02} \end{cases}$$

- $M_t^{BC} \geq \max \{10.11 ; 9.46\} - \frac{1}{2}(5.41+2.70) = 10.11 - 4.05 = 6,06 \text{ KN.m}$
- $M_t^{BC} \geq \frac{1}{2}(1.2+0.3 \times 0.409)9.01 = 5,96 \text{ KN.m}$

On prend : $M_t^{BC} = 6,06 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

Travée AB :

$$T_A = \left[\frac{q_s \times LAB}{2} \right] + \left[\frac{M_B - M_A}{LAB} \right] = \left[\frac{5.564 \times 3.5}{2} \right] + \left[\frac{-5.41 - (-2.56)}{3.5} \right]$$

$$T_A = 8,92 \text{ KN}$$

$$T_B = \left[\frac{-q_s \times LAB}{2} \right] + \left[\frac{M_B - M_A}{LAB} \right] = \left[\frac{-5.564 \times 3.5}{2} \right] + \left[\frac{-5.41 - (-2.56)}{3.5} \right]$$

$$T_B = -10,55 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \left[\frac{q_s \times LBC}{2} \right] + \left[\frac{M_C - M_B}{LBC} \right] = \left[\frac{5.564 \times 3.6}{2} \right] + \left[\frac{-2.7 - (-5.41)}{3.6} \right]$$

$$T_B = 10,77 \text{ KN}$$

$$T_C = \left[\frac{-q_s \times LBC}{2} \right] + \left[\frac{M_C - M_B}{LBC} \right] = \left[\frac{-5.564 \times 3.6}{2} \right] + \left[\frac{-2.7 - (-5.41)}{3.6} \right]$$

$$T_C = -9,26 \text{ KN}$$

• **Conclusion :**

Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 5,41 \text{ KN.m}$

Le moment max aux travées : $M_t^{\max} = 6,06 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant max : $T^{\max} = 10,77 \text{ KN}$.

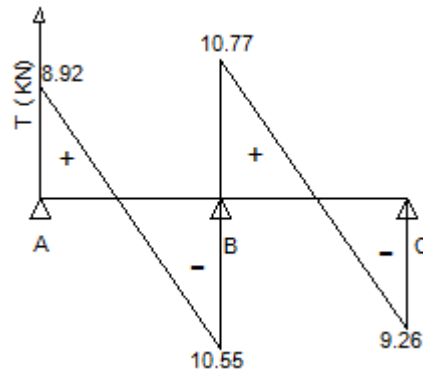
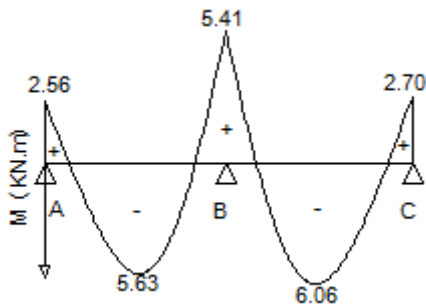


Figure III-1-18: diagramme des moments fléchissant.

Figure III-1-19: 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 relative :

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

| | |
|----------------------------|-----------------------------------|
| | ELS |
| Moment maximum aux appuis | $M_a^{\max} = 7,04 \text{ KN.m}$ |
| Moment maximum en travée | $M_t^{\max} = 10,18 \text{ KN.m}$ |
| L'effort tranchant maximum | $T^{\max} = 10,81 \text{ KN.m}$ |

❖ **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 manier à limiter la probabilité d'application des fissures d'une largeur supérieur à celle qui serait tolérable en raison du rôle de la situation d'ouvrage.

Dans notre cas, la fissuration est considères peu préjudiciable car 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 que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,26}{18 \times 12} = 1,046$$

$$\rho_1 = 1,046 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,858 \\ K_1 = 20,21 \end{cases}$$

▪ **La contrainte dans les aciers est :**

$$\sigma_s = \frac{M_{a,s}}{A \beta_1 d} = \frac{7,04 \times 10^6}{235 \times 0,858 \times 180} = 201,69 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 201,69 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

▪ **La contrainte dans le béton est :**

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1 = 201,69 / 20,21 = 9,98 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,98 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,569$$

$$\rho_1 = 1,569 \longrightarrow \begin{cases} \beta = 0,837 \\ K_1 = 15,67 \end{cases}$$

▪ **La contrainte dans les aciers est :**

$$\sigma_s = \frac{M_{t,s}}{A \beta_1 d} = \frac{10,18 \times 10^6}{339 \times 0,837 \times 180} = 199,32 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 199,32 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

▪ **La contrainte dans le béton est :**

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1 = 199,32 / 15,67 = 12,72 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 12,72 < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

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

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

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \dots\dots\dots(1)$$

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{M_{ts}}{15M_u} \dots\dots\dots(2)$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \dots\dots\dots(3)$$

Avec :

- h** : la hauteur totale de la section h=20cm
- L** : longueur de la travée L=4.5m
- b₀** : largeur de la nervure b₀=12cm
- M_{ts}**: moment de flexion maximal M_{ts} =7.23 KN.m
- M_o** : moment isostatique M_o=ql²/8 = 14,08 KN.m
- f_e** : contrainte limite élasticité des armatures f_e=400 Mpa
- A** : section des armatures A=2.26cm²

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{h}{l} = \frac{20}{450} = 0.044 < \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{M_{ts}}{15M_o}$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

La première condition n'est pas vérifiée, on procède au calcul de la flèche.

Il faut vérifier que : $F_v = \frac{M_{ts} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{F}_v = \frac{l}{500} = \frac{4500}{500} = 9\text{mm}$

Avec :

- M_{ts} : moment de flexion maximal à l'ELS =8.17KN.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_{fv} : inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

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

- I₀ : moment d'inertie total de la section homogène.

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

- S_{xx} : moment statique de la section homogène

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

$$= \frac{12 \times (20)^2}{2} + (65-12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 18 = 3739,3 \text{ cm}^3$$

- B_0 : surface de la section homogène.

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

$$= (12 \times 20) + (65-12) \times 4 + (15 \times 3,39) = 502,85 \text{ cm}^2$$

avec: $V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \longrightarrow V_1 = \frac{3739,3}{502,85} = 7,44 \text{ cm}$

Et $V_2 = h - V_1 \longrightarrow V_2 = 20 - 7,44 = 12,56 \text{ cm}$

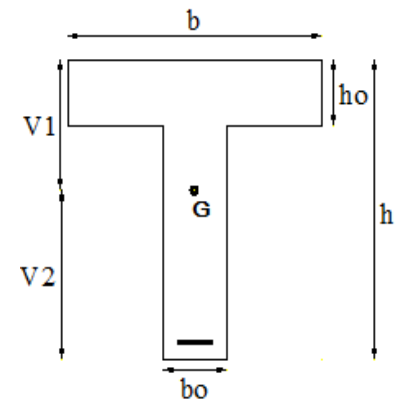


Figure III-1-20: Schéma de la poutrelle.

♦ **Moment d'inertie de la section homogène :**

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

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7,44^3 + 12,56^3) + (65-12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,44 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3,39 \times (12,56 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799,84 \text{ cm}^4$$

♦ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} ; \text{ avec : la contrainte dans les aciers tendus } \sigma_s = 199,32 \text{ MPA}$$

$$= \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 199,32 + 2,1} ; 0 \right\} = 0,73$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,015} = 1,096$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1,1 \times 21799,84}{1 + (0,73 \times 1,096)} = 18166,10 \text{ cm}^4.$$

$$F_v = \frac{M_{ts} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{8,17 \times 4,5^2}{10 \times 10818,86 \times 10^3 \times 18166,10 \times 10^{-8}}$$

$F_v = 8,41 \text{ mm} < \bar{F}_v = 9 \text{ mm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$

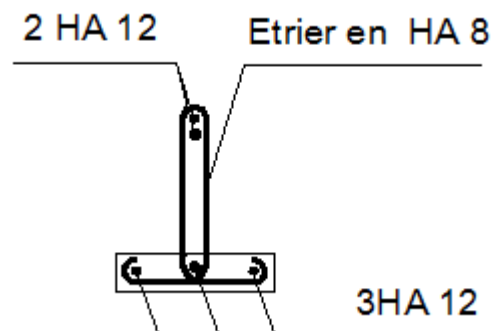
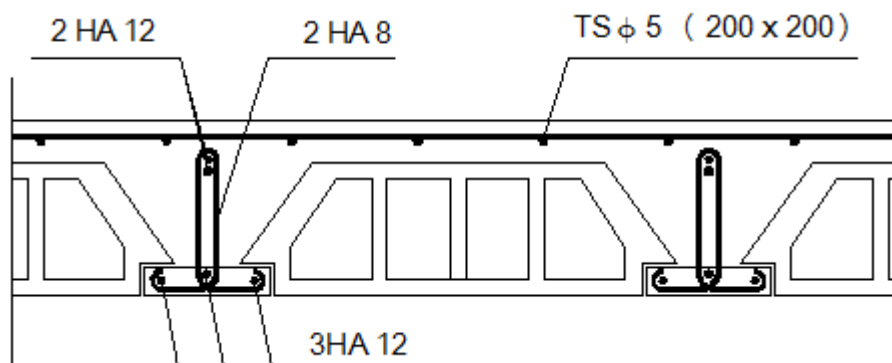
✚ Conclusion :**Armatures longitudinales :**

en travée : 3 HA 12

aux appuis : 2 HA 12

Armatures transversales :

2 HA 8 (2 étriers en HA8)

**Figure III-1-21 :** ferrailage des planchers en corps creux.

III-2- Etude de l'acrotère :

III-2-1- Définition :

L'acrotère est un élément non structural (élément ne faisant pas partie du système de contreventement) entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il assure la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse, comme, il joué le rôle de la protection de l'étanchéité et l'empêchement des eaux pluviales sur les façades de la construction et il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse, il est sollicité par deux efforts importants :

- Effort vertical dû à son poids propre G.

Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement, à la flexion composée par un mètre linéaire de l'acrotère.

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 un mètre linéaire.

III-2-3- Dimensionnement de l'acrotère :

Hauteur : H=60cm

Epaisseur : 10cm

La surface longitudinale (S) :

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

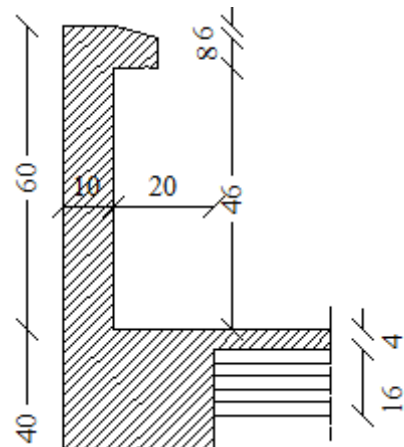


Figure III-2-1 : Coupe verticale de l'acrotère.

III-2-4- Calcul des efforts internes :

- Poids propre de l'acrotère : $G = S \times \varphi 1$

Avec : S : section longitudinale.

φ : poids volumique du béton.

$$G = S \times \varphi 1 \quad \rightarrow \quad G = 0.071 \times 25 = 1.775 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{G = 1.775 \text{ KN/ml}}$$

- 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 :**

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

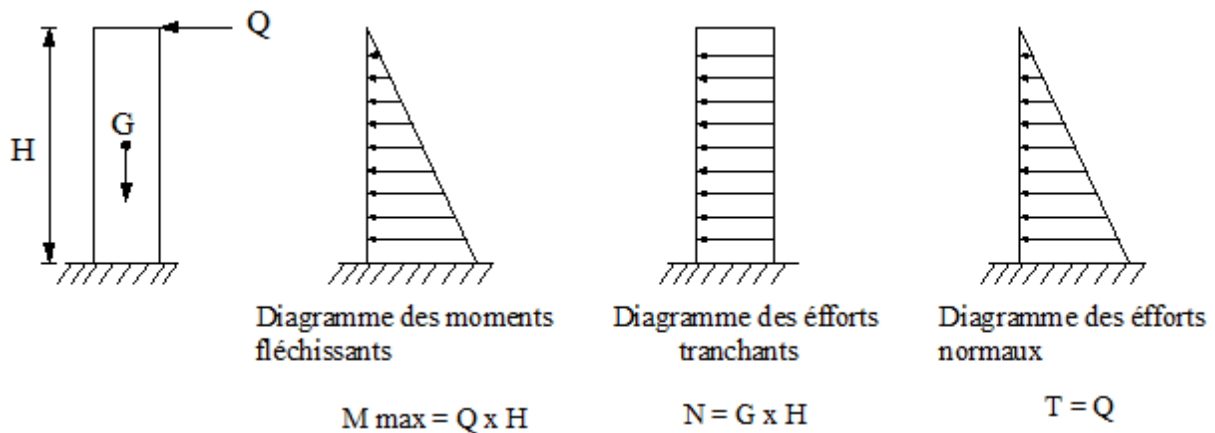


Figure III-2-2 : Diagramme des efforts internes.

III-2-5- Ferrailage de l'acrotère :

Nous avons une section rectangulaire ($b \times h$) soumise à la flexion composée, de dimensions suivantes :

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 : $f_e=400$ MPa ; $f_{bc}=14.2$ MPa ; $\sigma_{st}= f_e/\gamma_s =348$ 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.



Figure III-2-3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

➤ **Position du centre de pression :**

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

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

$e_u > a = \frac{h}{2} - c \rightarrow$ Le centre de pression se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures, nous avons donc **une section partiellement comprimée**.

Le calcul des armatures se fera en deux étapes

Donc l'acrotère sera calculé en flexion sous l'effet du moment fictif <<M_f>>, puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

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

• **Moment fictif :**

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

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

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

- **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.958 \times 10^6}{1000 \cdot 70^2 \cdot 14.2} = 0.014$$

$\mu_b = 0.014 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

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

$$\mu_b = 0.014 \rightarrow \beta = 0.993$$

- **Les armatures fictives (flexion simple) :**

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

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

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

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

- **Les armatures réelles (flexion composée) :**

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

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

Soit : $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

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

Soit : $A_r = 3HA8 = 1.50 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St = 28 \text{ cm}$

III-2-6- Vérifications :

III-2-6-1- Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non fragilité : (BAEL91/Art A.4.2.1) :

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature.

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition : $A_s \geq A_{\min}$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.06 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.05 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 0.85 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

b. Vérification au cisaillement : (Art III.2.BAEL 99) :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \{0,133f_{c28} ; 4\text{Mpa}\}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,02\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right\} = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4\text{Mpa} \right\} = 2,5\text{Mpa}$$

$\tau_u = 0,02\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa}$(condition vérifiée)

D'où aucune armature transversale n'est nécessaire.

c. 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.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48\text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum n_i} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 105,48} = 0,23\text{Mpa}$$

$\tau_{se} = 0,23\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{ Mpa}$ — \checkmark (pas de risque d'entraînement des barres)

d. Vérification des espacements des barres (Art A.4.5,33/BAEL 91 modifiée 99) :

La fissuration est préjudiciable

Armatures principales : $St \leq \min \{3h ; 33\text{ cm}\} = \min \{3 \times 10 ; 33\text{ cm}\} = 30\text{ cm}$

$St = 25\text{ cm} < 30\text{ cm}$ (Condition vérifiée)

Armatures de répartition : $St \leq \min \{4h ; 45\text{ cm}\} = \min \{4 \times 10 ; 40\text{ cm}\} = 40\text{ cm}$

$St = 28\text{ cm} < 40\text{ cm}$ (Condition vérifiée)

III-2-6-2- Verifications à l'ELS :**a. Vérification des contraintes :**

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier :

➤ **dans l'acier :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Avec : $f_{t28} = 201 \text{ MPa}$

$f_e = 400 \text{ MPa}$

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

η : coefficient de fissuration ; **$\eta = 1.6$ pour $H_A \geq 6 \text{ mm}$**

Donc : $\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$

$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\rho_1 = 0.287 \Rightarrow \beta_1 = 0.915$$

$$K_1 = 43.82$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A \beta_1 d} = \frac{0.60 \times 10^3}{2.01 \times 0.915 \times 7} = 46.60 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 46.60 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa}$ **condition vérifiée**

➤ **dans l'acier :**

il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{46.60}{43.82} = 1.06 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.06 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **condition vérifiée**

b. 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 :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

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 : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.775 = 0.852$ KN/ml.

$F_p = 0.852$ KN/ml $\leq Q = 1$ 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 **St=25 cm**
- Armatures de répartition : **3HA8 = 1.50 cm²** avec un espacement de **St=28 cm**

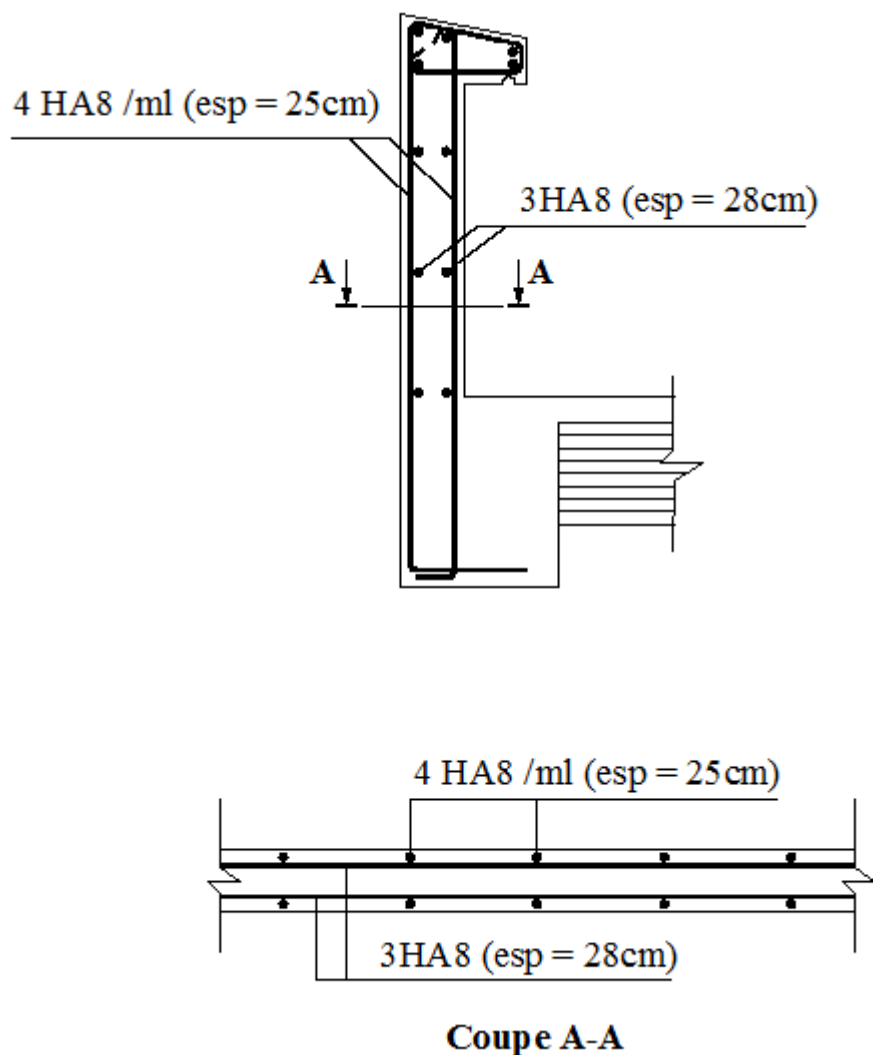


Figure III-2-4 : Plan de ferrailage de l'acrotère.

III-3- Calcul des balcons :

III-3-1- Introduction :

Le balcon est un élément en dalle pleine. Il travaille comme une console encastrée au niveau d'une poutre de rive. L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur sous la sollicitation suivante :

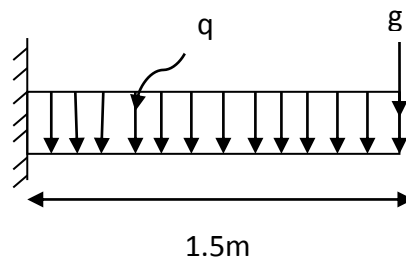


Figure III-3-1: schéma statique du balcon.

G : charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du mur extérieur en brique creuse de 30 cm d'épaisseur.

III-3-2- Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante : $e \geq \frac{L}{10}$

Avec : **L** : la largeur du balcon.

L = 1,50m

$$\frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } e = 15 \text{ cm}$$

III-3-3- Détermination des charges et surcharges du balcon :

Nous considérons une bande de 1m de largeur.

a. Charge permanente :

Charge G due à la dalle en béton armé

$G_1 = 6.61 \text{ KN/m}^2$ (Déterminée dans le chapitre II)

$G_1 = 6,61 \times 1\text{ml} = 6.61 \text{ KN/ml}$

b. Surcharges d'exploitation :

Surcharge d'exploitation **Q = 3.5 KN/ml** (déterminée dans le chapitre II)

c. Charge concentrée :

Charge permanente du garde corps :

| | Masse volumique | Epaisseur (m) | G(KN/m ²) |
|-----------------------|-----------------|---------------|-----------------------|
| Mur en brique creuses | 9 | 0.1 | 0.9 |
| Enduit ciment | 18 | 0.02 x2 | 0.72 |
| G total = | | | 1.62 |

$$g = 1.62 \times 1\text{ml} = \mathbf{1.62 \text{ KN/ml}}$$

III-3-4- 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 :**

$$M_U = q_{u1} \times \frac{L^2}{2} + q_{u2} \times L$$

$$M_U = 14.17 \times \frac{1.5^2}{2} + 2.19 \times 1.5$$

$$M_U = \mathbf{19.23 \text{ KN.m}}$$

➤ **Calcule de l'effort tranchant :**

$$V_u = q_{u1} \times L + q_{u2}$$

$$V_u = 14.17 \times 1.5 + 2.19$$

$$V_u = \mathbf{23.45 \text{ KN}}$$

III-3-5- Ferrailage du balcon:

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

a) Armatures principales :

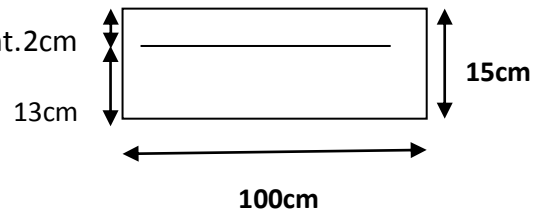
La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{19,23 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,080 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,080 \longrightarrow \beta = 0,958$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19,23 \times 10^3}{0,958 \times 13 \times 348} = 4,43 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 4\text{HA}14 = 6,15 \text{ cm}^2$; $S_t = 25 \text{ cm}$

**b) 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-3-6- Vérifications à l'ELU :**1. Condition de non fragilité: (Art A.4.2.1 / BAEL 91)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ adoptée}} = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

2. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$

$$V_u^{\max} = 23,45 \text{ KN}$$

Ψ_s : coefficient de scellement

$\Psi_s = 1,5$ (barre de haute adhérence)

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 14 = 175,84 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{23,45 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 175,84} = 1,14 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} = 1,14 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{C.V}$ (pas de risque d'entraînement des barres)

3. Vérification au cisaillement (BAEL 91 /Art A.5.1) :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \{0,133f_{c28} ; 5\text{Mpa}\}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b.d} = \frac{23,45 \cdot 10^3}{1000 \cdot 130} = 0,18 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,133f_{c28} ; 5\text{Mpa}\} = \min \{0,133 \cdot 25 ; 5\text{Mpa}\} = 3,325 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,18 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,325 \text{ Mpa}$(condition vérifiée)

D'où aucune armature transversale n'est nécessaire

4. Vérification de l'écartement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ **Armatures principales :**

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

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \quad \dots\dots\dots(\text{Condition vérifiée})$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$S_{t\max} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 22 ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \quad \dots\dots\dots(\text{Condition vérifiée})$$

III-3-7- 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 :** $q_{s1} = G + 1,5 = 6,61 + 3,5$

$$q_{s1} = 10,11 \text{ KN/ml}$$

- **Garde corps :** $q_{s2} = g = 1,62 \text{ KN/ml}$

$$q_{s2} = 1,62 \text{ KN/ml}$$

➤ **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-3-8- Vérification à l'ELS :

1. 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 de 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.

2. Etat limite de résistance du béton en compression :

La fissuration étant peu nuisible, On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6,15}{100 \times 13} = 0,472$$

$$\rho_1 = 1,046 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,896 \\ K_1 = 33,08 \end{array} \right.$$

▪ **La contrainte dans les aciers est :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A \beta_1 d} = \frac{13,79 \times 10^6}{615 \times 0,896 \times 130} = 192,50 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 192,50 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

▪ **La contrainte dans le béton est :**

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1 = 192,50 / 33,08 = 5,82 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,82 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

3. 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 :

$$\frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{e}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \rightarrow \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{13.79}{10 \times 19.23} = 0.071 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.15}{100 \times 13} = 0.0047 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

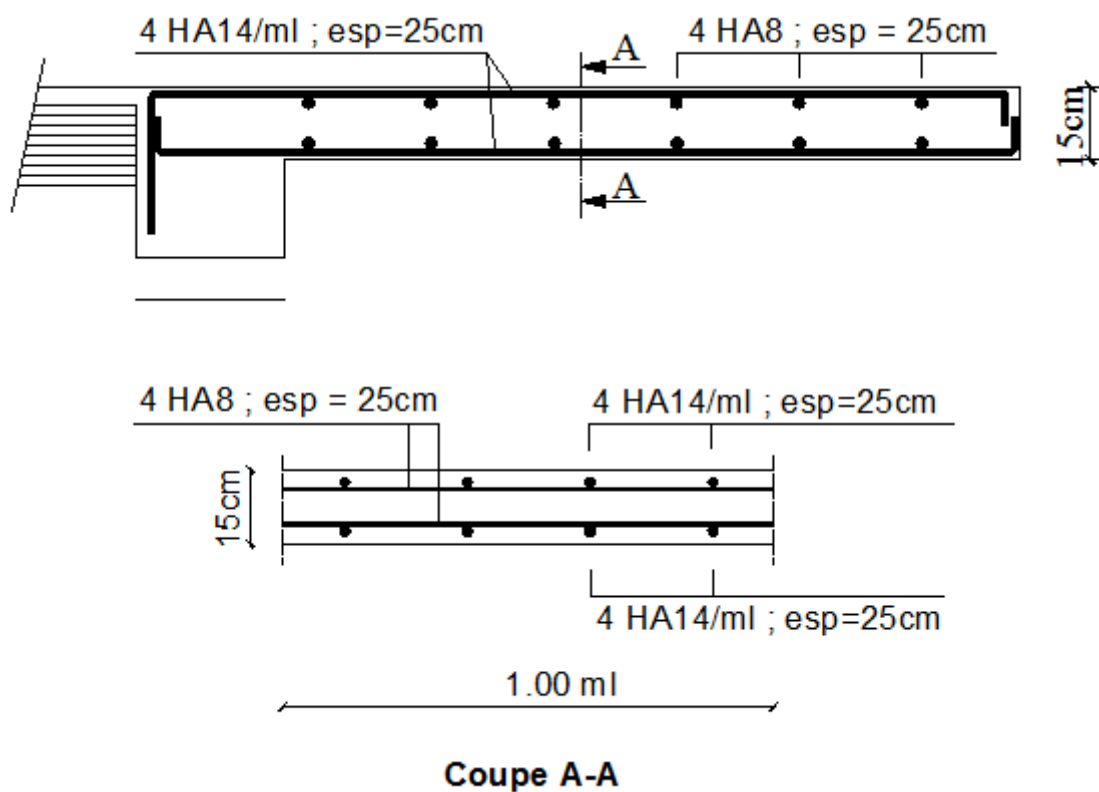


Figure III-3-2 : Plan de ferrailage du balcon.

III-4- Calcul des escaliers :

III-4-1- Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Dans ce projet, il existe plusieurs types d'escaliers, et après avoir étudié tous les cas existants on présente le cas le plus défavorable (**type 01**) et le (**type 02**) qui sert à ferrailer la poutre palière brisée .

➤ Notations utilisées :

Les caractéristiques géométriques des escaliers sont :

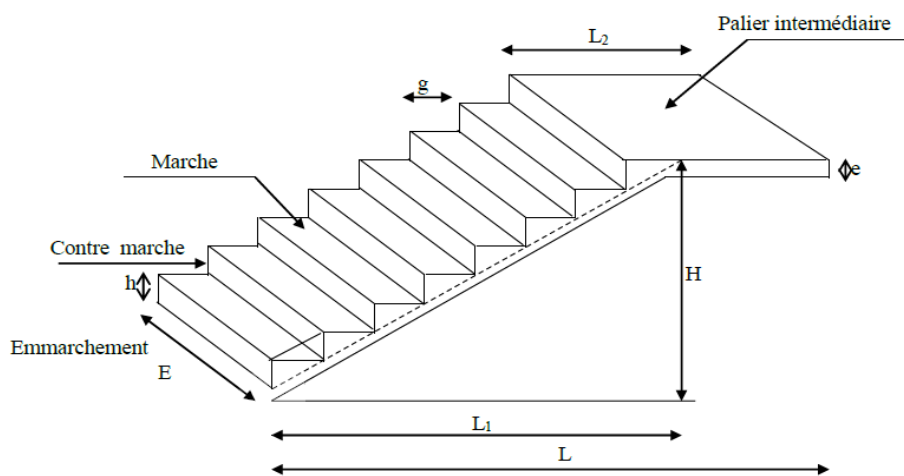


Figure III-4-1 : schéma de l'escalier.

- 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

➤ Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : c'est la partie horizontale sur la quel on pose le pied pour monter ou descendre d'un niveau à un autre, de largeur g (giron) ; telle que $25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$
Sachant que : $n = H/h$
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.
Avec : $15\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche (w) de l'escalier maison individuelle : $w \geq 80\text{ cm}$
Bâtiment collectif : $w \geq 120\text{ cm}$

- **Palier intermédiaire (ou de repos L_p)** : C'est la partie horizontale d'un escalier séparent deux volées successives (la longueur de palier de repos doit être de 03 marches au moins) ; $L_p \geq 3g$
- **Paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et les contre marches.
- **La volée** : C'est l'ensemble (marche, contre marche, paillasse) compris entre deux paliers successifs.
(Pour le confort des personnes la volée doit comporter au maximum 18 à 19 marches).

III-4-2- Etude de l'escalier Type 01:

III-4-2-1- Pré dimensionnement :

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule **de BLONDEL**, en tenant compte des dimensions données sur les plans d'architecture .

La formule de BLONDEL : $59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$

Avec g : largeur de la marche ; avec $25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$

h : la hauteur de la contre marche ; avec $13\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$

On opte pour **$h = 17\text{cm}$** et **$g = 30\text{cm}$**

➤ **Nombre de marches et de contre marches :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24 \text{ contre marches}$$

on aura :

$n = 6$ contre marches pour la première volée

$n = 9$ contre marches pour la troisième volée

$n = 9$ contre marches pour la deuxième volée (celle que nous allons étudier)

pour les marches : $m = n - 1$

$m = 5$ marches pour la première volée

$m = 8$ marches pour la troisième volée

$m = 8$ marche pour la deuxième volée (celle que nous allons étudier)

➤ **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$$

Nous avons : $g = 30\text{cm}$ $h = 17\text{cm}$

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad 59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$$

Donc la loi est vérifiée.

➤ **Épaisseur de la paillasse et du palier intermédiaire :**

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

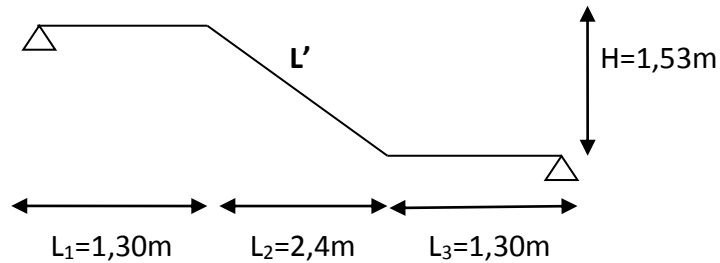


Figure III-4-2 : Schéma statique de l'escalier type 01.

La paillasse et le palier auront la même épaisseur et sera déterminé par la formule suivante :

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

L : longueur réelle de la paillasse ; $L = L' + L_1 + L_3$

$$L' = \frac{L_2}{\cos \alpha}$$

$$L_2 = g(n-1) = 30(9-1) = 240 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_2} \quad \text{avec } H : \text{ hauteur de la volée}$$

$$H = n \times h = 9 \times 0,17 = 1,53 \text{ m}$$

$$\text{Arc tg } \alpha = \frac{1,53}{2,4} = 32,52^\circ$$

$$L' = \frac{2,4}{\cos 32,52} = 2,85 \text{ m}$$

$$L = L' + L_1 + L_3 = 2,85 + 1,30 + 1,30 = 5,45 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \frac{545}{30} \leq ep \leq \frac{545}{20} \Rightarrow 18,16 \leq ep \leq 27,25$$

On prend : **ep=22 cm** pour le palier et pour la volée.

III-4-2-2- Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul s'effectuera, pour une bande de (1m) l'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

III-4-2-3- Détermination des charges de calcul :**A. Charges permanentes :**♦ **Volée :**

| Désignation | Epaisseur (m) | P(KN/m ³) | G(KN/m ²) |
|------------------------------|-----------------|-----------------------|-----------------------|
| Carrelage | 0,02 | 20 | 0.4 |
| Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0.4 |
| Lit de sable | 0.02 | 18 | 0.36 |
| Paillasse | 0.22/cos(32.52) | 25 | 6.52 |
| Enduit ciment | 0,02 | 18 | 0,36 |
| Garde corps | / | / | 0,2 |
| Marche | 0,17/2 | 25 | 2.125 |
| G_v totale= | | | 10.36 |

Tableau III-4-1 : Calcul de la charge permanente de la volée.♦ **Palier :**

| Désignation | Epaisseur (m) | P(KN/m ³) | G(KN/m ²) |
|-------------------------------|---------------|-----------------------|-----------------------|
| Carrelage | 0,02 | 20 | 0.4 |
| 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_p totale = | | | 7.02 |

Tableau III-4-2 : Calcul de la charge permanente du palier.**B. Les charges d'exploitation :**

Selon le (DTR B.C.2.2) pour une construction à usage d'habitation ou de service :

$$Q = 2,5 \times 1m = 2,5 \text{ Kn/ml}$$

III-4-2-4- Calcul à l'ELU :➤ **Combinaison des charges :**

$$\text{Volée : } q_{uv} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 10,36 + 1,5 \times 2,5 = 17,74 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_{up} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 7,02 + 1,5 \times 2,5 = 13,23 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des efforts internes :**

Pour déterminer les efforts internes, on se référera aux méthodes de la RDM

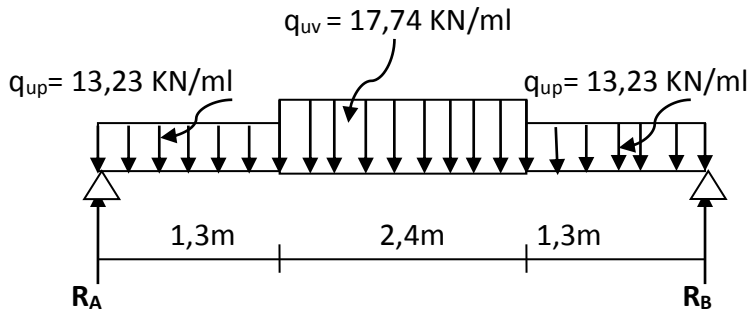


Figure III-4-3 : Schéma statique du chargement de l'escalier type 01 à l'ELU.

Avec q_{uv} : charge revenant à la volée.

q_{up} : charge revenant au palier.

• **Réaction d'appuis :**

$$\sum F_V = 0 \implies R_A + R_B - q_{up} \times 1,3 - q_{uv} \times 2,4 - q_{up} \times 1,3 = 0$$

$$R_A + R_B = 13,23 \times 1,3 + 17,74 \times 2,4 + 13,23 \times 1,3$$

$$R_A + R_B = 76,98 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\implies -R_B \times 5 + q_{up} \times \frac{(1,3)^2}{2} + q_{uv} \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2} + 1,3\right) + q_{up} \times 1,3 \times \left(\frac{1,3}{2} + 2,4 + 1,3\right) = 0.$$

$$\implies -R_B \times 5 + 13,23 \times \frac{(1,3)^2}{2} + 17,74 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2} + 1,3\right) + 13,23 \times 1,3 \times \left(\frac{1,3}{2} + 2,4 + 1,3\right) = 0$$

$$\implies -R_B \times 5 + 192,435 = 0$$

$$R_B = \frac{192,435}{5} \implies R_B = 38,49 \text{ KN}$$

$$R_A = 76,98 - R_B \implies R_A = 38,49 \text{ KN}$$

• **Moments fléchissant et efforts tranchants :**

Avec la méthode classique de la RDM on obtient les résultats suivants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,3 \text{ m}$

$$\sum F_V = 0 \implies T(x) = R_A - q_{up} \times x$$

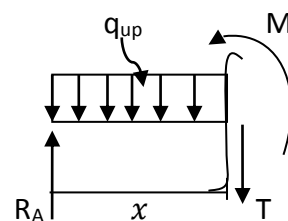
$$T(x) = -13,23 x + 38,49$$

Pour : $x = 0 \text{ m}$; $T(0) = 38,49 \text{ KN}$

$x = 1,3 \text{ m}$; $T(1,3) = 21,29 \text{ KN}$

$$\sum M = 0 \implies M(x) = R_A \times x - q_{up} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 38,49 x - 13,23 x \frac{x^2}{2}$$



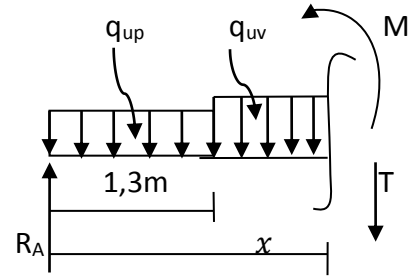
Pour : $x=0m$; $M(0)=0 \text{ KN.m}$
 $x=1,3m$; $M(1,3)=38,86 \text{ KN.m}$

2^{ème} tronçon : $1.3 \text{ m} \leq x \leq 3.7 \text{ m}$

$$\sum F_y = 0$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow T(x) &= R_A - q_{up} \times 1,3 - q_{uv} (x - 1,3) \\ T(x) &= 38,49 - 13,23 \times 1,3 - 17,74(x - 1,3) \end{aligned}$$

Pour : $x=1,3m$; $T(1,3)=21,29 \text{ KN}$
 $x=3,7m$; $T(3,7)=-21,29 \text{ KN}$



$$\sum M = 0$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow M(x) &= R_A \times x - q_{up} \times 1,3 \times (x - \frac{1,3}{2}) - q_{uv} \times \frac{(x-1,3)^2}{2} \\ M(x) &= 38,49 x - 13,23 \times 1,3 \times (x - \frac{1,3}{2}) - 17,74 \times \frac{(x-1,3)^2}{2} \end{aligned}$$

Pour : $x=1,3m$; $M(1,3)=38,86 \text{ KN.m}$
 $x=3,7m$; $M(3,7)=38,86 \text{ KN.m}$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.3m$ (de droite) :

$$\sum F_y = 0$$

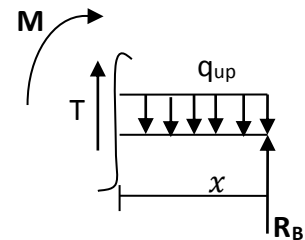
$$\begin{aligned} \Rightarrow T(x) &= q_{up} \times x - R_B \\ T(x) &= 13,23 x - 38,49 \end{aligned}$$

Pour : $x=0m$; $T(0)=-38,49 \text{ KN}$
 $x=1,3m$; $T(1,3)=-21,29 \text{ KN}$

$$\sum M = 0$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow M(x) &= R_B \times x - q_{up} \times \frac{(x)^2}{2} \\ M(x) &= 38,49 x - 13,23 \times \frac{(x)^2}{2} \end{aligned}$$

Pour : $x=0m$; $M(0)=0 \text{ KN.m}$
 $x=1,3m$; $M(1,3)=38,86 \text{ KN.m}$



• **Calcul de M_{max} :**

Calcul de la distance y_m ou le moment est maximum :

$$\begin{aligned} T(x) &= \frac{dM(x)}{dx} ; T(x) = R_A - q_{up} \times 1,3 - q_{uv} (x - 1,3) \\ T(x) &= 38,49 - 13,23 \times 1,3 - 17,74(x - 1,3) \\ T(x) &= 44,353 - 17,74 x_m = 0 \Rightarrow x_m = \frac{44,353}{17,74} = 2,50m \end{aligned}$$

Le moment M_z est max pour la valeur $x_m = 2,50m \in [1,3 ; 3,7m]$

$$\begin{aligned} \text{D'où : } M(x) &= R_A \times x - q_{up} \times 1,3 \times (x - \frac{1,3}{2}) - q_{uv} \times \frac{(x-1,3)^2}{2} \\ M_{z_{max}} &= M(2,50) = 51,63 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

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 entravée et en appuis ;
On obtient ainsi les moments suivants :

- ◆ Aux appuis ; $M_a = -0,3 \times M_{z_{max}} = -15,49 \text{ KN.m}$
- ◆ En travée ; $M_t = 0,85 \times M_{z_{max}} = 43,88 \text{ KN.m}$

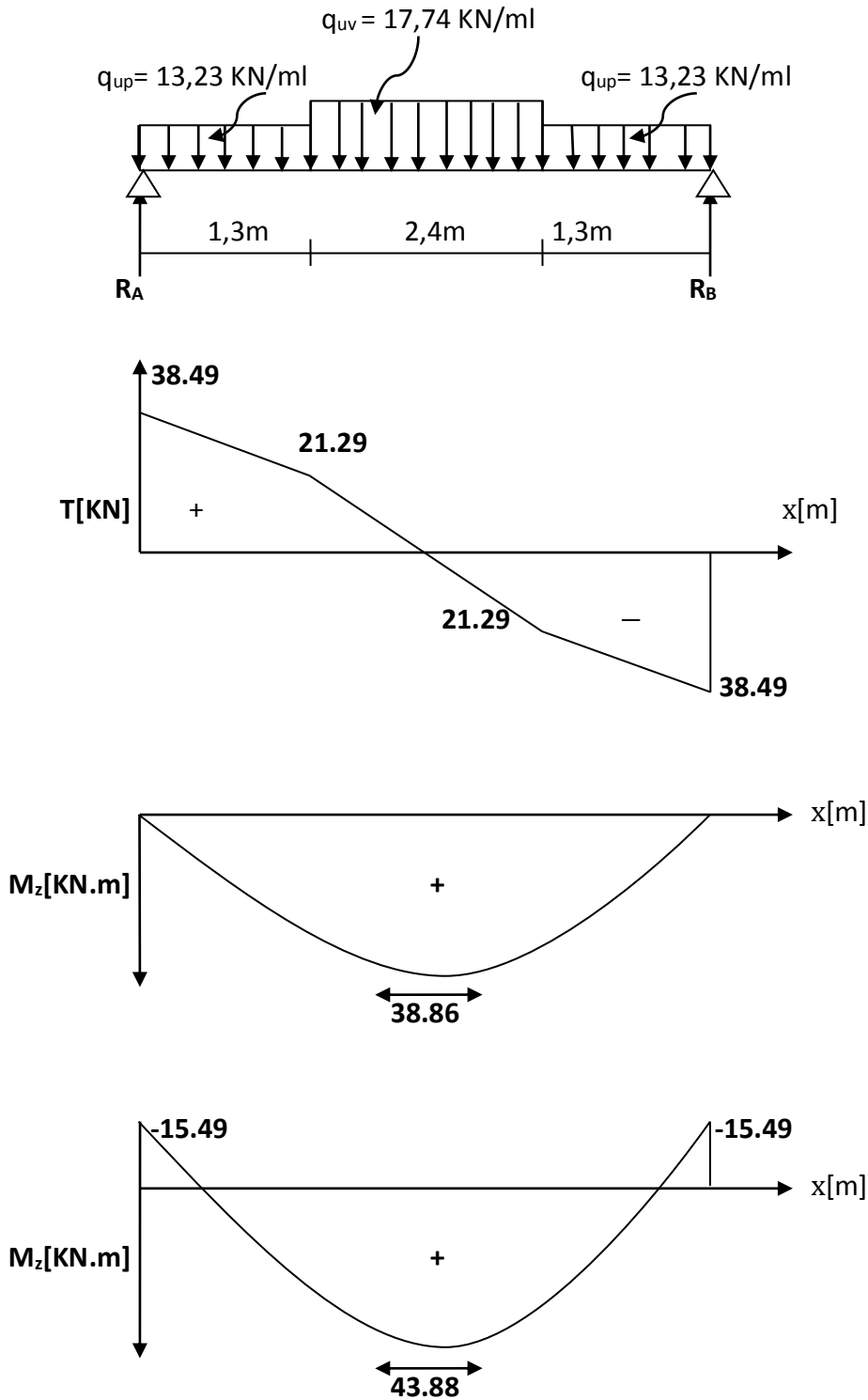
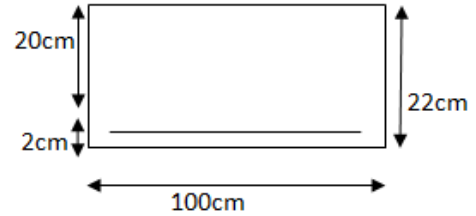


Figure III-4-4 : diagramme des efforts internes du type d'escalier O1 à l'ELU.

III-4-2-5- Ferrailage de l'escalier type 01:

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

**➤ Aux appuis :**

$$M_a = -15,49 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa} ; \quad \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{15,49 \cdot 10^3}{100 \cdot 20^2 \cdot 14,2} = 0,028 < U_U = 0,392 \quad \Longrightarrow \text{ section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0,028 \quad \Longrightarrow \beta = 0,986$$

- **Armatures principales :**

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{15,49 \cdot 10^3}{0,986 \cdot 20 \cdot 348} = 2,25 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$; avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$; avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

➤ En travée :

$$M_t = 43,88 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa} ; \quad \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{43,88 \times 10^3}{100 \times 20^2 \times 14,2} = 0,078 < U_U = 0,392 \quad \Longrightarrow \text{ section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0,078 \quad \Longrightarrow \beta = 0,959$$

- **Armatures principales :**

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot x_d \cdot \sigma_{st}} = \frac{43,88 \times 10^3}{0,959 \times 20 \times 348} = 6,57 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 5 \text{ HA14} = 7,69 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{10,05}{4} = 2,51 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

III-4-2-6- Vérifications à l'ELU :**A. Condition de non fragilité (BAEL91. Art A.4.2.1) :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 20 \times 2.1}{400} = 2.42 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

Armatures principales : $A_{pa} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,42 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

Armatures de répartition: $A_{ra} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,42 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

➤ En travée :

Armatures principales : $A_{pt} = 7,69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,42 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

Armatures de répartition: $A_{rt} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,42 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

B. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ Armatures principales :

$$S_{t\max} \leq \min \{ 3h ; 33\text{cm} \} = \min \{ 3 \times 22 ; 33\text{cm} \} = 33 \text{ cm}$$

Aux appuis: $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$ (condition vérifiée)

En travée : $S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm}$ (condition vérifiée)

➤ Armatures de répartition :

$$S_{t\max} \leq \min \{ 4h ; 45\text{cm} \} = \min \{ 4 \times 22 ; 45\text{cm} \} = 45\text{cm}$$

Aux appuis : $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}$ (condition vérifiée)

En travée : $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}$ (condition vérifiée)

C. Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement)(BAEL91 Art A.5.1.2) :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$V_u^{\max} = 41,96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b.d} = \frac{41,96 \cdot 10^3}{1000 \cdot 230} = 0,18 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,133f_{c28} ; 5\text{Mpa} \} = \min \{ 0,133 \cdot 25 ; 5\text{Mpa} \} = 3,325 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,18\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,325\text{Mpa}$ (condition vérifiée)

D'où aucune armature transversale n'est nécessaire.

D. Vérification de l'adhérence aux appuis (BAEL91 Art A.661.3) :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$

$$V_u^{\max} = 38,49 \text{ KN}$$

Ψ_s : coefficient de scellement

$$\Psi_s = 1,5 \text{ (barre de haute adhérence)}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 14 = 219,8 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum n_i} = \frac{38,49 \times 10^3}{0,9 \times 200 \times 219,8} = 0,97 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,97 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{C.V} \quad (\text{pas de risque d'entraînement des barres})$$

E. Vérification de l'ancrage des barres :

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_s} = \frac{14 \times 400}{4 \times 2,835} = 493,82 \text{ mm}$$

$$l_s = 50 \text{ cm}$$

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.

$$L_c = 0,4l_s = 19,7 \text{ cm, donc on prend: } L_c = 20 \text{ cm}$$

F. Influence de l'effort tranchant sur le béton :

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times b \times a \times f_{c28} / \gamma_b \quad \text{avec: } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 23$$

$$V_u^{\max} = 38,49 \text{ KN} \leq 0,4 \times 100 \times 0,9 \times 20 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 1200 \text{ KN} \quad \text{.....condition vérifiée}$$

III-4-2-7- Calcul à l'ELS :**➤ Combinaison des charges :**

$$\text{Volée : } q_{sv} = 1 G + 1 Q = 10,36 + 2,5 = 12,86 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_{sp} = 1 G + 1 Q = 7,02 + 2,5 = 9,52 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul des efforts internes :

Pour déterminer les efforts internes, on se référera aux méthodes de la RDM

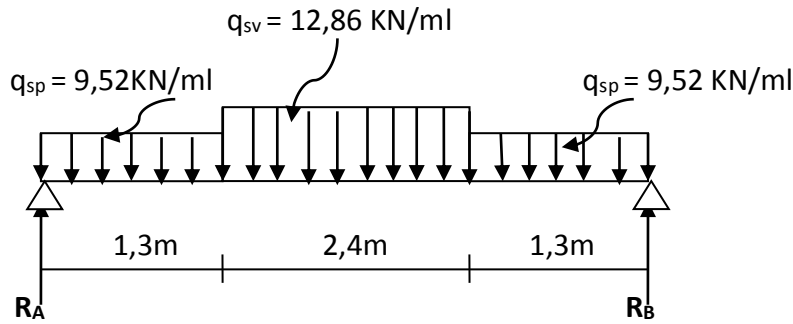


Figure III-4-5 : Schéma statique de chargement de l'escalier type 01 à l'ELS.

Avec q_{sv} : charge revenant à la volée
 q_{sp} : charge revenant au palier.

• **Réaction d'appuis :**

$$\sum F_V = 0 \implies R_A + R_B - q_{sp} \times 1,3 - q_{sv} \times 2,4 - q_{sp} \times 1,3 = 0$$

$$R_A + R_B = 9,52 \times 1,3 + 12,86 \times 2,4 + 9,52 \times 1,3$$

$$R_A + R_B = 55,62 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\implies -R_B \times 5 + q_{sp} \times \frac{(1,3)^2}{2} + q_{sv} \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2} + 1,3\right) + q_{sp} \times 1,3 \times \left(\frac{1,3}{2} + 2,4 + 1,3\right) = 0.$$

$$\implies -R_B \times 5 + 9,52 \times \frac{(1,3)^2}{2} + 12,86 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2} + 1,3\right) + 9,52 \times 1,3 \times \left(\frac{1,3}{2} + 2,4 + 1,3\right) = 0$$

$$\implies -R_B \times 5 + 139,04 = 0$$

$$R_B = \frac{139,04}{5} \implies R_B = 27,81 \text{ KN}$$

$$R_A = 55,62 - R_B \implies R_A = 27,81 \text{ KN}$$

• **Moments fléchissant et efforts tranchants :**

Avec la méthode classique de la RDM on obtient les résultats suivants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,3 \text{ m}$

$$\sum F_Y = 0 \implies T(x) = R_A - q_{sp} \times x$$

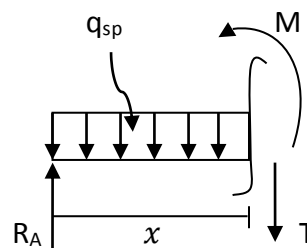
$$T(x) = -9,52 x + 27,81$$

Pour : $x = 0 \text{ m}$; **$T(0) = 27,81 \text{ KN}$**

$x = 1,3 \text{ m}$; **$T(1,3) = 15,43 \text{ KN}$**

$$\sum M = 0 \implies M(x) = R_A \times x - q_{sp} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 27,81 x - 9,52 \times \frac{x^2}{2}$$



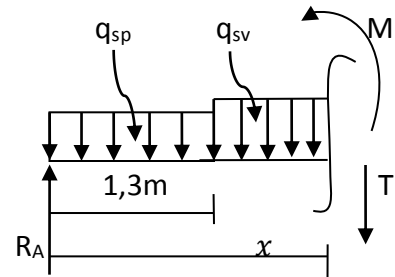
Pour : $x=0\text{m}$; $M(0)=0\text{ KN.m}$
 $x=1,4\text{m}$; $M(1,3)=28,11\text{ KN.m}$

2^{ème} tronçon : $1,3 \leq x \leq 3,7\text{m}$

$$\sum F_y = 0$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow T(x) &= R_A - q_{sp} \times 1,3 - q_{sv} (x - 1,3) \\ T(x) &= 27,81 - 9,52 \times 1,3 - 12,86(x - 1,3) \end{aligned}$$

Pour : $x=1,3\text{m}$; $T(1,3)=15,43\text{ KN}$
 $x=3,7\text{m}$; $T(3,7)=-15,43\text{ KN}$



$$\sum M = 0$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow M(x) &= R_A \times x - q_{sp} \times 1,3 \times (x - \frac{1,3}{2}) - q_{sv} \times \frac{(x-1,3)^2}{2} \\ M(x) &= 27,81 x - 9,52 \times 1,3 \times (x - \frac{1,3}{2}) - 12,86 \times \frac{(x-1,3)^2}{2} \end{aligned}$$

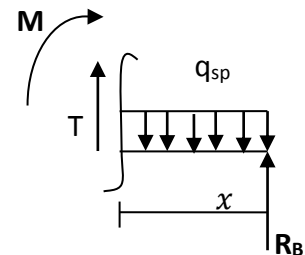
Pour : $x=1,3\text{m}$; $M(1,3)=28,11\text{ KN.m}$
 $x=3,7\text{m}$; $M(3,7)=28,11\text{ KN.m}$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,35\text{ m (de droite)}$

$$\sum F_y = 0$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow T(x) &= q_{sp} \times x - R_B \\ T(x) &= 9,52 x - 27,81 \end{aligned}$$

Pour : $x=0\text{ m}$; $T(0)=-27,81\text{ KN}$
 $x=1,3\text{m}$; $T(1,3)=-15,43\text{ KN}$



$$\sum M = 0$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow M(x) &= R_B \times x - q_{sp} \times \frac{(x)^2}{2} \\ M(x) &= 27,81 \times x - 9,52 \times \frac{(x)^2}{2} \end{aligned}$$

Pour : $x=0\text{m}$; $M(0)=0\text{ KN.m}$
 $x=1,2\text{m}$; $M(1,3)=28,11\text{ KN.m}$

• **Calcul de M_{max} :**

Calcul de la distance y_m ou le moment est maximum :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} ; T(x) = R_A - q_{sp} \times 1,3 - q_{sv} (x - 1,3)$$

$$T(x) = 27,81 - 9,52 \times 1,3 - 12,86(x - 1,3)$$

$$T(x) = 32,152 - 12,86 x_m = 0 \quad \Rightarrow \quad x_m = \frac{32,152}{12,86} = 2,50\text{m}$$

Le moment M_z est max pour la valeur $x_m = 2,45\text{m} \in [1,3 ; 3,7\text{m}]$

D'où : $M(x) = R_A \times x - q_{sp} \times 1,3 \times (x - \frac{1,3}{2}) - q_{sv} \times \frac{(x-1,3)^2}{2}$

$M_{z_{max}} = M(2,50) = 37,37 \text{ KN.m}$

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 entravée et en appui ;
On obtient ainsi les moments suivants :

- ◆ Aux appuis ; $M_a = -0,3 \times M_{z_{max}} = -11,21 \text{ KN.m}$
- ◆ En travée ; $M_t = 0,85 \times M_{z_{max}} = 31,76 \text{ KN.m}$

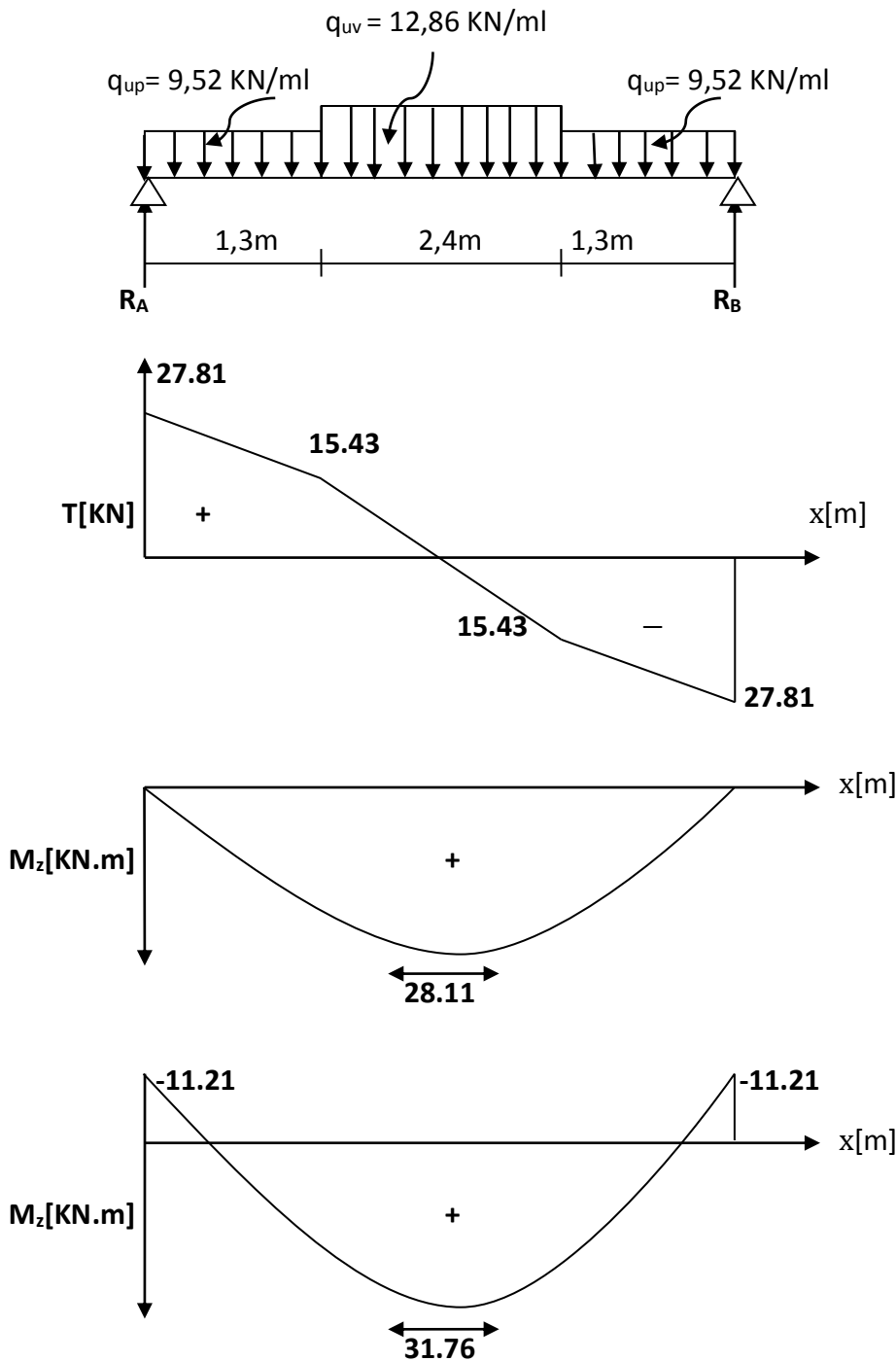


Figure III-4-6 : diagramme des efforts internes à l'ELS.

III-4-2-8- Vérifications à l'ELS :**A. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :****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:

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➤ Aux appuis ($M_a^s = -11,21 \text{ KN.m}$):

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 20} = 0.157$$

$$\rho_1 = 0.157 \rightarrow \beta_1 = 0.935 \\ K_1 = 61.92$$

- La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^s}{A \beta_1 d} = \frac{11,21 \times 10^3}{3,14 \times 0,935 \times 20} = 190,91 \text{ Mpa}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{190,91}{61,92} = 3,08 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,75 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ En travée ($M_t^s = 31,76 \text{ KN.m}$):

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{bd} = \frac{100 \times 7,69}{100 \times 20} = 0.385$$

$$\rho_1 = 0.385 ; \text{ par interpolation on aura } \rightarrow \beta_1 = 0.904 \\ K_1 = 37.08$$

- La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{A \beta_1 d} = \frac{31,76 \times 10^3}{7,69 \times 0,902 \times 20} = 221,17 \text{ Mpa}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{221,17}{37,08} = 5,96 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,96 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

B. Vérification de la flèche :

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{22}{500} = 0.044 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \longrightarrow \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

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

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc nous devons procéder au calcul de la flèche et vérifier que :

$$F = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} \cdot l^4}{E_v \cdot I} \leq \bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{5000}{500} = 10 \text{ mm.}$$

Avec :

- $q_s^{max} = \max(q_{sv}; q_{sp}) = \max(12,86; 9,52) = 12,86 \text{ KN/ml.}$
- E_v : module de déformation diffère
 $E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ Mpa}$
- I : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.
- \bar{F} : la flèche admissible.

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2 ; \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : moment statique de la section homogène

$$S_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d = \frac{100 \times (22)^2}{2} + 15 \times 7,69 \times 20 = 26507 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t = (100 \times 22) + (15 \times 7,69) = 2315,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec: } V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \longrightarrow V_1 = \frac{26507}{2315,35} = 11,44 \text{ cm}$$

$$\text{Et } V_2 = h - V_1 \longrightarrow V_2 = 22 - 11,44 = 10,56 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

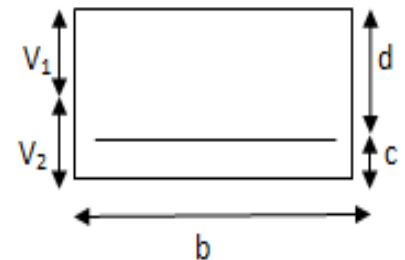
$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$I = \frac{100}{3}(11,44^3 + 10,56^3) + 15 \times 7,69 \times (10,56 - 2)^2$$

$$I = 97611,36 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{5}{384} \times \frac{12,86 \times (5)^4}{10818,86 \times 10^3 \times 97611,36 \times 10^{-8}} = 0.00991 \text{ m} = 9,91 \text{ mm.}$$

$$F = 9,91 \text{ mm} < \bar{F} = 10 \text{ mm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$



✚ Conclusion :

Le ferrailage retenu est le suivant :

- **Les armatures aux appuis :**
 Armatures principales : $A_a = 4HA10$; $S_t = 25\text{cm}$
 Armatures de répartition : $A_a = 4HA10$; $S_t = 25\text{cm}$
- **Les armatures en travée :**
 Armatures principales : $A_t = 5HA14$; $S_t = 20\text{cm}$
 Armatures de répartition : $A_t = 4HA10$; $S_t = 25\text{cm}$

III-4-3- Etude de l'escalier Type 02:

III-4-3-1- Pré dimensionnement :

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de **BLONDEL**, en tenant compte des dimensions données sur les plans d'architecture.

La formule de BLONDEL : $59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$

Avec :

g : largeur de la marche ; avec $25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$

h : la hauteur de la contre marche ; avec $13\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$

On opte pour **$h = 17\text{cm}$** et **$g = 30\text{cm}$**

➤ **Nombre de marches et de contre marches :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} = 20 \text{ contre marches}$$

on aura :

$n = 9$ contre marches pour la première volée

$n = 9$ contre marches pour la troisième volée

$n = 2$ contre marches pour la deuxième volée (celle que nous allons étudier)

pour les marches : $m = n - 1$

$m = 8$ marches pour la première volée

$m = 8$ marches pour la troisième volée

$m = 1$ marche pour la deuxième volée (celle que nous allons étudier)

➤ **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$$

Nous avons : $g = 30\text{cm}$ $h = 17\text{cm}$

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad 59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$$

Donc la loi est vérifiée.

➤ Dimensionnement de la paillasse et du palier :

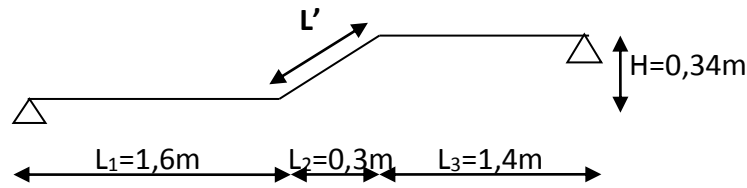


Figure III-4-7 : Schéma statique de l'escalier type 02.

La paillasse et le palier auront la même épaisseur et sera déterminé par la formule suivante :

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

L : longueur réelle de la paillasse ; $L = L' + L_1 + L_3$

$$L' = \frac{L_2}{\cos \alpha}$$

$$L_2 = g(n-1) = 30(2-1) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_2} \quad \text{avec } H : \text{ hauteur de la volée}$$

$$H = n \times h = 2 \times 0,17 = 0,36 \text{ m.}$$

$$\text{Arc tg } \alpha = \frac{0,34}{0,3} = 48,58^\circ$$

$$L' = \frac{0,3}{\cos 48,58} = 0,45 \text{ m}$$

$$L = L' + L_1 + L_3 = 0,45 + 1,6 + 1,4 = 3,45 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \frac{345}{30} \leq ep \leq \frac{345}{20} \quad \Rightarrow \quad 11,55 \leq ep \leq 17,25 \text{ cm}$$

On prend : **ep = 15 cm**

III-4-3-2- Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul s'effectuera, pour une bande de (1m) l'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

III-4-3-3- Détermination des charges :**A. Charges permanentes :****◆ Volée :**

| Elément | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN /m ³) | G (KN /m ²) |
|-------------------------------|--|---------------------------------------|-------------------------|
| Enduit ciment | 0,02 | 18 | 0,36 |
| carrelage | 0,02 | 0,2 | 0,4 |
| lit de sable | 0,02 | 18 | 0,36 |
| Poids de la paille | $\frac{0,15}{\cos \alpha} = \frac{0,15}{\cos 48,58}$ | 25 | 5,668 |
| Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,4 |
| Garde corps | / | / | 0,2 |
| Poids des marches | $0,17 / 2 = 0,085$ | 25 | 2,125 |
| G_v totale = | | | 9,513 |

Tableau III-4-3: Calcul de la charge permanente de la volée.**◆ Palier :**

| Elément | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN /m ³) | G (KN /m ²) |
|-------------------------------|---------------|---------------------------------------|-------------------------|
| Carrelage | 0,02 | 20 | 0,4 |
| Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,4 |
| Lit de sable | 0,02 | 18 | 0,36 |
| Dalle en béton (poids propre) | 0,15 | 25 | 3,75 |
| Enduit ciment | 0,02 | 18 | 0,36 |
| G_p totale = | | | 5,27 |

Tableau III-4-4: Calcul de la charge permanente du palier.**B. Surcharges d'exploitation :**

Selon le (DTR B.C.2.2) pour une construction à usage d'habitation ou de service :

$$Q = 2,5 \times 1m = 2,5 \text{ Kn/ml}$$

III-4-3-4- Calcul à l'ELU :**➤ Combinaison des charges :**

$$\text{Volée : } q_{uv} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 9,513 + 1,5 \times 2,5 = 16,59 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_{up} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5,27 + 1,5 \times 2,5 = 10,86 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des efforts internes :**

Pour déterminer les efforts internes, on se référera aux méthodes de la RDM

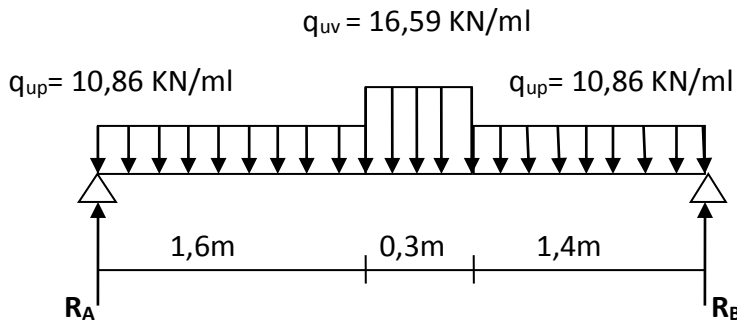


Figure III-4-7 : Schéma statique de du chargement du l'escalier type 02 à l'ELU

Avec q_{uv} : charge revenant à la volée

q_{up} : charge revenant au palier

• **Réaction d'appuis :**

$$\sum F_V = 0 \implies R_A + R_B - q_{up} \times 1,6 - q_{uv} \times 0,3 - q_{up} \times 1,4 = 0$$

$$R_A + R_B = q_{up} \times 1,6 + q_{uv} \times 0,3 + q_{up} \times 1,4$$

$$R_A + R_B = 10,86 \times 1,6 + 16,59 \times 0,3 + 10,86 \times 1,4$$

$$R_A + R_B = 37,56 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\implies -R_B \times 3,3 + q_{up} \times \frac{(1,6)^2}{2} + q_{uv} \times 0,3 \times \left(\frac{0,3}{2} + 1,6\right) + q_{up} \times 1,4 \times \left(\frac{1,4}{2} + 0,3 + 1,6\right) = 0.$$

$$\implies -R_B \times 3,3 + 10,86 \times \frac{(1,6)^2}{2} + 16,59 \times 0,3 \times \left(\frac{0,3}{2} + 1,6\right) + 10,86 \times 1,4 \times \left(\frac{1,4}{2} + 0,3 + 1,6\right) = 0$$

$$\implies -R_B \times 2,9 + 62,14 = 0$$

$$R_B = \frac{62,14}{3,3} \implies R_B = 18,83 \text{ KN}$$

$$R_A = 33,21 - R_B \implies R_A = 18,73 \text{ KN}$$

• **Moments fléchissant et effort tranchant :**

Avec la méthode classique de la RDM on obtient les résultats suivants :

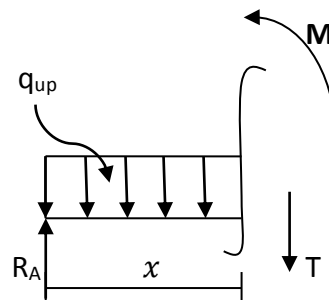
$0 \leq x \leq 1,6 \text{ m}$

$$\sum F/Y = 0 \implies T(x) = R_A - q_{up} \times x$$

$$T(x) = 18,73 - 10,86 x$$

Pour : $x = 0 \text{ m}$; **$T(0) = 18,73 \text{ KN}$**

$x = 1,6 \text{ m}$; **$T(1,6) = 1,35 \text{ KN}$**



$$\sum M = 0 \implies M(x) = R_A x - q_{up} x \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 18,73 x - 10,86 x \frac{x^2}{2}$$

Pour : $x = 0m$; **$M(0) = 0 \text{ KN.m}$**
 $x = 1,6m$; **$M(1,6) = 16,06 \text{ KN.m}$**

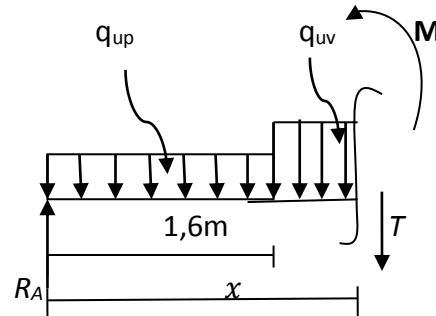
1,6 ≤ x ≤ 1,9 m

$$\sum F/y = 0$$

$$\implies T(x) = R_A - q_{up} \times 1,6 - q_{uv} (x - 1,6)$$

$$T(x) = 18,73 - 10,86 \times 1,6 - 16,59x(x - 1,6)$$

Pour : $x = 1,6m$; **$T(1,6) = 1,35 \text{ KN}$**
 $x = 1,9m$; **$T(1,9) = -3,63 \text{ KN}$**



$$\sum M = 0$$

$$\implies M(x) = R_A x - q_{up} \times 1,4 \times (x - \frac{1,4}{2}) - q_{uv} x \frac{(x-1,4)^2}{2}$$

$$M(x) = 18,73 x - 10,86 \times 1,6 \times (x - \frac{1,6}{2}) - 16,59 x \frac{(x-1,6)^2}{2}$$

Pour : $x = 1,6m$; **$M(1,6) = 16,06 \text{ KN.m}$**
 $x = 1,9m$; **$M(1,9) = 15,72 \text{ KN.m}$**

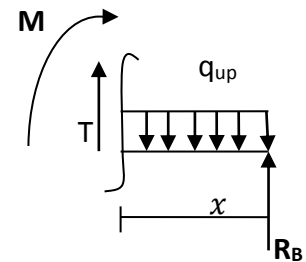
0 ≤ x ≤ 1,4 m (de droite)

$$\sum F/y = 0$$

$$\implies T(x) = q_{up} x - R_B$$

$$T(x) = 10,86 x - 18,83$$

Pour : $x = 0m$; **$T(0) = -18,83 \text{ KN}$**
 $x = 1,4m$; **$T(1,4) = -3,63 \text{ KN}$**



$$\sum M = 0$$

$$\implies M(x) = R_B x - q_{up} x \frac{(x)^2}{2}$$

$$M(x) = 18,83 x - 10,86 x \frac{(x)^2}{2}$$

Pour : $x = 0m$; **$M(0) = 0 \text{ KN.m}$**
 $x = 1,4m$; **$M(1,4) = 15,72 \text{ KN.m}$**

- **Calcul de M_{\max} :**

Calcul de la distance y_m ou le moment est maximum :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} ; T(x) = R_A - q_{up} \times 1,6 - q_{uv} (x - 1,6)$$

$$T(x) = 18,73 - 10,86 \times 1,6 - 16,59(x - 1,6)$$

$$T(x) = 27,898 - 16,59 x_m = 0 \implies x_m = \frac{27,898}{16,59} = \mathbf{1,68m}$$

Le moment M_z est max pour la valeur $x_m = 1,67m \in [1,6 ; 1,9m]$

$$\text{D'où : } M(x) = R_A \times x - q_{up} \times 1,6 \times \left(x - \frac{1,6}{2}\right) - q_{uv} \times \frac{(x-1,6)^2}{2}$$

$$\mathbf{M(1,68) = M_{z_{\max}} = 16,13 \text{ KN.m}}$$

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 entravée et en appuis ;

On obtient ainsi les moments suivants :

- ♦ Aux appuis ; $M_a = -0,3 \times M_{z_{\max}} = \mathbf{-4,84 \text{ KN.m}}$
- ♦ En travée ; $M_t = 0,85 \times M_{z_{\max}} = \mathbf{13,72 \text{ KN}}$

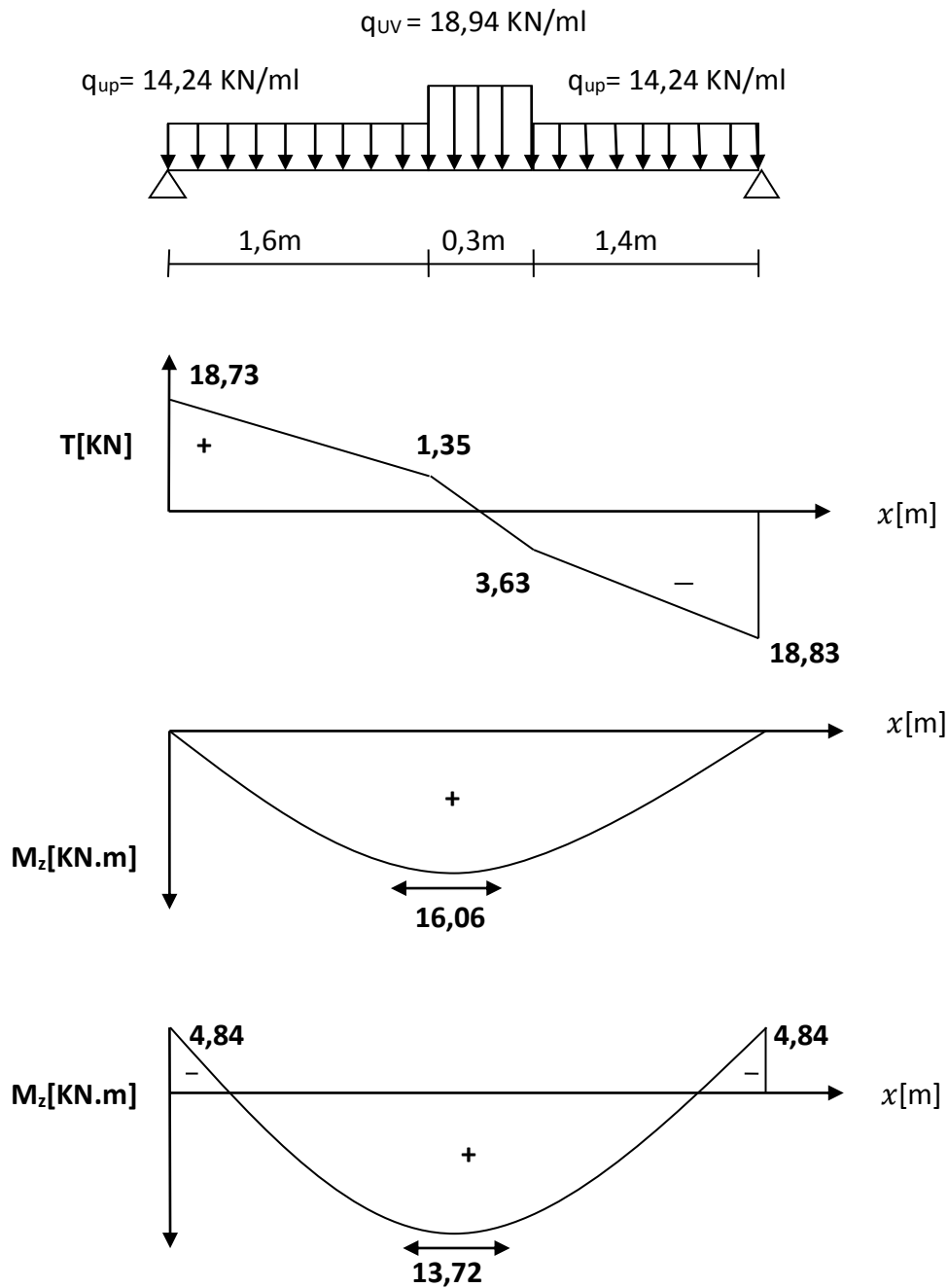
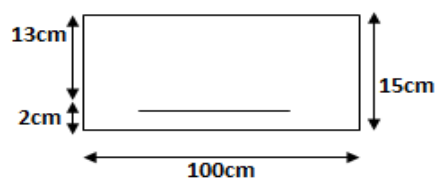


Figure III-4-8 : diagramme des efforts internes à l'ELU.

III-4-3-5- Ferrailage de l'escalier type 02 :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.



➤ **Aux appuis ($M_a = -4,84 \text{ KN.m}$):**

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa} ; \quad \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{4,84 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,020 < U_U = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0,016 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,990$$

▪ **Armatures principales:**

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,84 \cdot 10^3}{0,990 \cdot 13 \cdot 348} = 1,08 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$; avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

▪ **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$; avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

➤ **En travée : ($M_t = 13,72 \text{ KN.m}$)**

$$\mu = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa} ; \quad \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{13,72 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,058 < U_U = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0,058 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,970$$

➤ **Armatures principales :**

$$A_t = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13,72 \times 10^3}{0,970 \times 13 \times 348} = 3,12 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 4 \text{ HA12} = 4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

III-4-3-6- Vérifications à l'ELU :

A. Condition de non fragilité (BAEL91. Art A.4.2.1) :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

Armatures principales : $A_{pa} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

Armatures de répartition : $A_{ra} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

➤ **En travée :**

Armatures principales : $A_{pt} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

Armatures de répartition: $A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

B. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ **Armatures principales :**

$$S_{t\max} \leq \min \{ 3h ; 33cm \} = \min \{ 3 \times 15 ; 33cm \} = 33 \text{ cm}$$

Aux appuis : $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$ (condition vérifiée)

En travée : $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$ (condition vérifiée)

➤ **Armatures de répartition :**

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

Aux appuis : $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}$ (condition vérifiée)

En travée : $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}$ (condition vérifiée)

C. Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement)(BAEL91 Art A.5.1.2) :

$$V_u^{\max} = 18,83 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b.d} = \frac{18,83 \cdot 10^3}{1000 \cdot 130} = 0,144 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,133f_{c28} ; 5\text{Mpa} \} = \min \{ 0,133 \cdot 25 ; 5\text{Mpa} \} = 3,325 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,144\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,325\text{Mpa} \quad \text{.....(condition vérifiée)}$$

D'où aucune armature transversale n'est nécessaire.

D. Vérification de l'adhérence aux appuis (BAEL91 Art A.661.3) :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Ψ_s : coefficient de scellement

$\Psi_s = 1,5$ (barre de haute adhérence)

$\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,072 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \sum ni} = \frac{18,83 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150,72} = 1.067 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.067 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \text{condition vérifiée}$$

(pas de risque d'entraînement des barres)

E. Vérification de l'ancrage des barres :

$$\tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \tau_s} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{ mm}$$

$$l_s = 42,3 \text{ cm}$$

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.

$$L_c = 0,4l_s = 16,9 \text{ cm, donc on prend: } L_c = 17 \text{ cm}$$

F. Influence de l'effort tranchant sur le béton :

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$V_u^{ma} \leq 0,4 \times b \times a \times f_{c28} / \gamma_b \quad \text{avec: } a = 0.9 \times d = 0.9 \times 13$$

$$V_u^{max} = 18,83 \text{ KN} \leq 0.4 \times 100 \times 0,9 \times 13 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 780 \text{ KN} \text{condition vérifiée}$$

III-4-3-7- Calcul à l'ELS :

➤ Combinaison des charges :

$$\text{Volée : } q_{sv} = G + Q = 9,513 + 2,5 = 12,01 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_{sp} = G + Q = 5,27 + 2,5 = 7,77 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul des efforts internes :

Pour déterminer les efforts internes, on se référera aux méthodes de la RDM

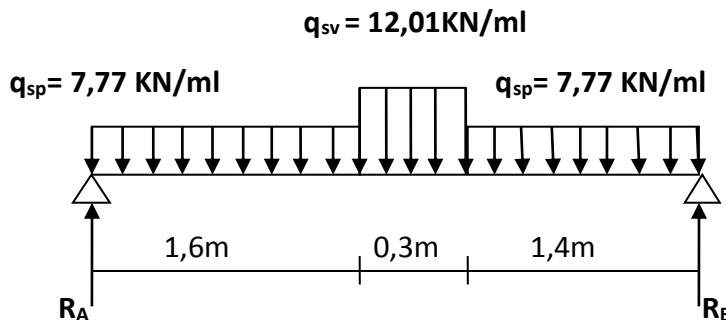


Figure III-4-8: schéma statique de calcul à l'ELS.

Avec q_{sv} : charge revenant à la volée

q_{sp} : charge revenant au palier

• Réaction d'appuis :

$$\sum F_V = 0 \implies R_A + R_B - q_{sp} \times 1,6 - q_{sv} \times 0,3 - q_{sp} \times 1,4 = 0$$

$$R_A + R_B = q_{sp} \times 1,6 + q_{sv} \times 0,3 + q_{sp} \times 1,4$$

$$R_A + R_B = 7,77 \times 1,6 + 12,01 \times 0,3 + 7,77 \times 1,4$$

$$R_A + R_B = 26,91 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\implies -R_B \times 3,3 + q_{sp} \times \frac{(1,6)^2}{2} + q_{sv} \times 0,3 \times \left(\frac{0,3}{2} + 1,6\right) + q_{sp} \times 1,4 \times \left(\frac{1,4}{2} + 0,3 + 1,6\right) = 0.$$

$$\implies -R_B \times 3,3 + 7,77 \times \frac{(1,6)^2}{2} + 12,01 \times 0,3 \times \left(\frac{0,3}{2} + 1,6\right) + 7,77 \times 1,4 \times \left(\frac{1,4}{2} + 0,3 + 1,6\right) = 0$$

$$\implies -R_B \times 3,3 + 44,53 = 0$$

$$R_B = \frac{44,53}{3,3} \implies R_B = 13,49 \text{ KN}$$

$$R_A = 23,80 - R_B \implies R_A = 13,42 \text{ KN}$$

• Moments fléchissant et effort tranchant :

Avec la méthode classique de la RDM on obtient les résultats suivants :

$0 \leq x \leq 1,6 \text{ m}$

$$\sum F_V = 0 \implies T(x) = R_A - q_{sp} \times x$$

$$T(x) = 13,42 - 7,77 x$$

Pour : $x = 0 \text{ m}$; **$T(0) = 13,42 \text{ KN}$**

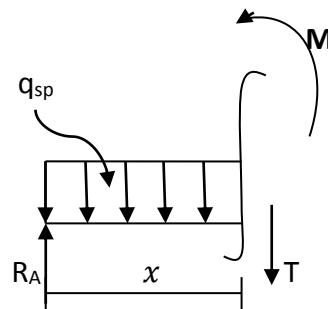
$x = 1,6 \text{ m}$; **$T(1,6) = 0,98 \text{ KN}$**

$$\sum M = 0 \implies M(x) = R_A \times x - q_{sp} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 13,42x - 7,77 \times \frac{x^2}{2}$$

Pour : $x = 0 \text{ m}$; **$M(0) = 0 \text{ KN.m}$**

$x = 1,6 \text{ m}$; **$M(1,6) = 11,53 \text{ KN.m}$**



$1,4 \leq x \leq 1,7 \text{ m}$

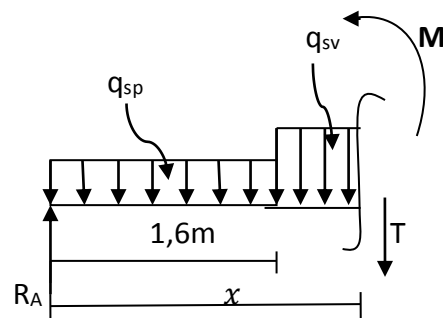
$$\sum F_V = 0$$

$$\implies T(x) = R_A - q_{sp} \times 1,6 - q_{sv} (x - 1,6)$$

$$T(x) = 13,42 - 7,77 \times 1,6 - 12,01 \times (x - 1,6)$$

Pour : $x = 1,6$; **$T(1,6) = 0,98 \text{ KN}$**

$x = 1,9 \text{ m}$; **$T(1,9) = -2,62 \text{ KN}$**



$$\sum M = 0$$

$$\begin{aligned} \implies M(x) &= R_A x - q_{sp} \times 1,6 \times \left(x - \frac{1,6}{2}\right) - q_{sv} \times \frac{(x-1,6)^2}{2} \\ M(x) &= 13,42 x - 7,77 \times 1,6 \times \left(x - \frac{1,6}{2}\right) - 12,01 \times \frac{(x-1,6)^2}{2} \end{aligned}$$

Pour : $x = 1,6\text{m}$; **$M(1,6) = 11,53 \text{ KN.m}$**

$x = 1,9\text{m}$; **$M(1,9) = 11,28 \text{ KN.m}$**

$0 \leq x \leq 1,4 \text{ m}$ (de droite) :

$$\sum F_y = 0$$

$$\implies T(x) = q_{sp} x - R_B$$

$$T(x) = 7,77 x - 13,49$$

Pour : $x = 0\text{m}$; **$T(0) = -13,49 \text{ KN}$**

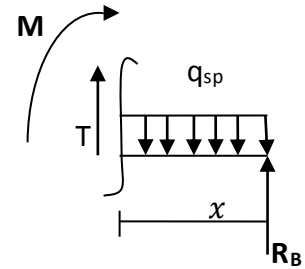
$x = 1,4\text{m}$; **$T(1,4) = -2,63 \text{ KN}$**

$$\sum M = 0$$

$$\begin{aligned} \implies M(x) &= R_B x - q_{sp} \times \frac{(x)^2}{2} \\ M(x) &= 13,49 x - 7,77 \times \frac{(x)^2}{2} \end{aligned}$$

Pour : $x = 0\text{m}$; **$M(0) = 0 \text{ KN.m}$**

$x = 1,4\text{m}$; **$M(1,4) = 11,28 \text{ KN.m}$**



• **Calcul de M_{\max} :**

Calcul de la distance x_m où le moment est maximum :

$$\begin{aligned} T(x) &= \frac{dM(x)}{dx} ; T(x) = R_A - q_{sp} \times 1,6 - q_{sv} (x - 1,6) \\ T(x) &= 13,42 - 7,77 \times 1,6 - 12,01 \times (x - 1,6) \\ T(x) &= 17,786 - 12,01 x_m = 0 \implies x_m = \frac{20,204}{12,01} = \mathbf{1,68\text{m}} \end{aligned}$$

Le moment M_z est max pour la valeur $x_m = 1,48\text{m} \in [1,4 ; 1,7\text{m}]$

$$\text{D'où : } M(x) = R_A x - q_{sp} \times 1,6 \times \left(x - \frac{1,6}{2}\right) - q_{sv} \times \frac{(x-1,6)^2}{2}$$

$$\mathbf{M(1,68) = M_{z_{\max}} = 11,59 \text{ KN.m}}$$

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 entravée et en appuis ;

On obtient ainsi les moments suivants :

- ◆ Aux appuis ; $M_a = -0,3 \times M_{z_{\max}} = \mathbf{-3,48 \text{ KN.m}}$
- ◆ En travée ; $M_t = 0,85 \times M_{z_{\max}} = \mathbf{9,85 \text{ KN}}$

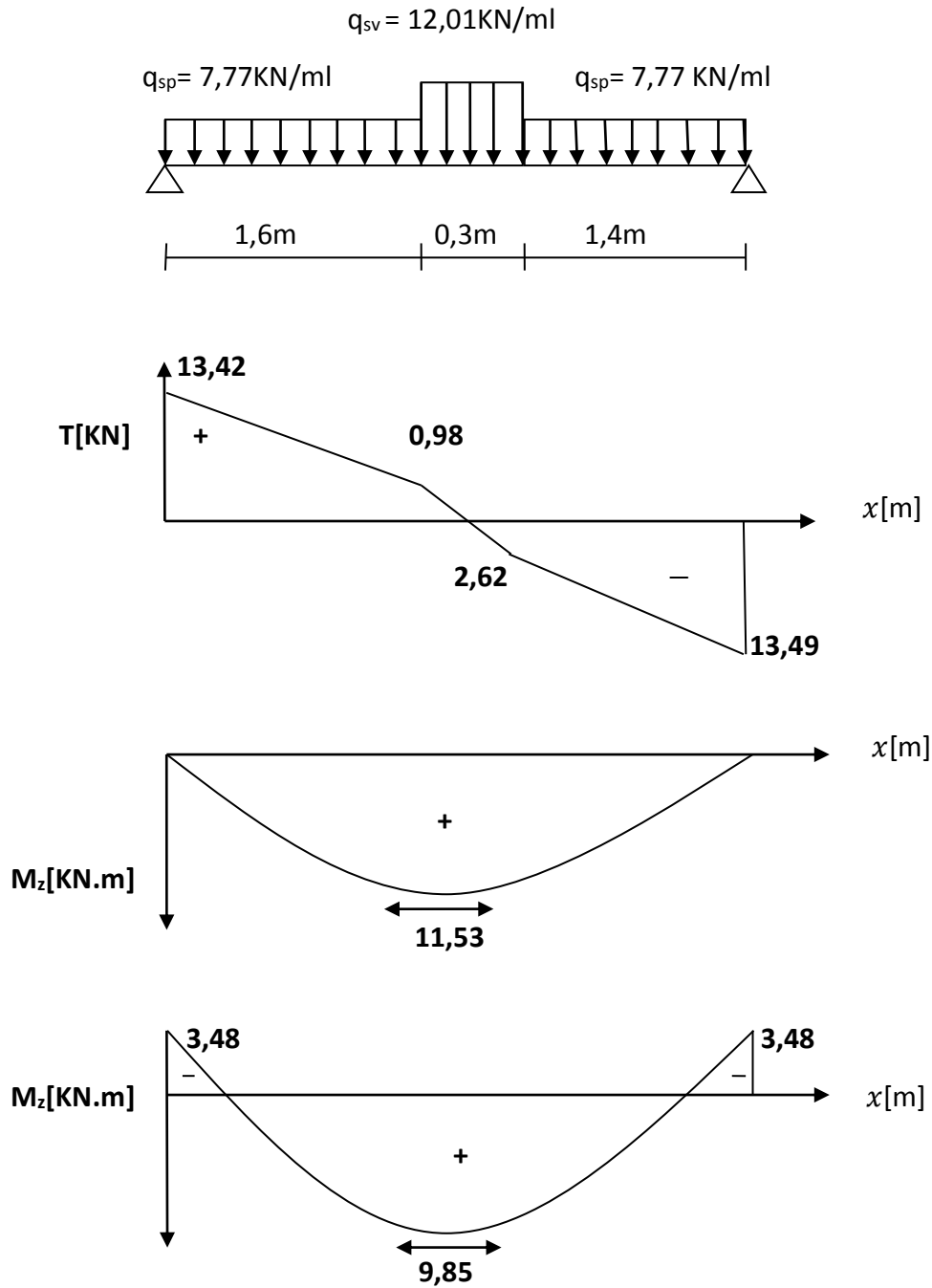


Figure III-4-9 : diagramme des efforts internes à l'ELS.

III-4-3-7- Vérification à l'ELS :

A. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

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:

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Aux appuis ($M_a = -3,48 \text{ KN.m}$):**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0.154$$

$\rho_1 = 0.154$; par interpolation on aura $\longrightarrow \beta_1 = 0.9356$
 $K_1 = 62.64$

▪ La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{Ma}{A \beta_1 d} = \frac{3,48 \times 10^3}{2,01 \times 0,9356 \times 13} = 142,34 \text{ Mpa}$$

▪ La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{142,34}{62,64} = 2,27 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 2,27 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow$ condition vérifiée

➤ **En travée ($M_t = 9,85 \text{ KN.m}$) :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0.347$$

$\rho_1 = 0.347 \longrightarrow \beta_1 = 0.908$
 $K_1 = 39.35$

▪ La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{Mt}{A \beta_1 d} = \frac{9,85 \times 10^3}{4,52 \times 0,908 \times 13} = 184,62 \text{ Mpa}$$

▪ La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{184,62}{39,35} = 4,69 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 4,69 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow$ condition vérifiée

B. Vérification de la flèche :

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivant sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{15}{330} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

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

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc nous devons procéder au calcul de la flèche et vérifier que :

$$F = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} \cdot l^4}{E_v \cdot I} \leq \bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{3300}{500} = 6,6 \text{ mm}$$

Avec :

- $q_s^{max} = \max(q_{uv}; q_{up}) = \max(12,01; 7,77) = 12,01 \text{ KN/ml}$
- E_v : module de déformation diffère
 $E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ Mpa}$
- I : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.
- \bar{F} : la flèche admissible.

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2 ; \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : moment statique de la section homogène

$$S_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d = \frac{100 \times (15)^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 13 = 12131,4 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t = (100 \times 15) + (15 \times 4,52) = 1567,8 \text{ cm}^2$$

avec: $V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \longrightarrow V_1 = \frac{12131,4}{1567,8} = 7,74 \text{ cm}$

Et $V_2 = h - V_1 \longrightarrow V_2 = 15 - 7,74 = 7,26 \text{ cm}$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$I = \frac{100}{3}(7,74^3 + 7,26^3) + 15 \times 4,52 \times (7,26 - 2)^2$$

$$I = 30087,26 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{5}{384} \times \frac{12,01 \times (3,3)^4}{10818,86 \times 10^3 \times 30087,26 \times 10^{-8}} = 0,0056 \text{ m} = 5,6 \text{ mm}$$

$$F = 5,6 \text{ mm} < \bar{F} = 6,6 \text{ mm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Le ferrailage retenu est le suivant :

- **Les armatures aux appuis :**

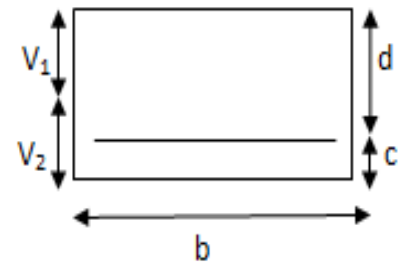
Armatures principales : $A_a = 4\text{HA}8$; $S_t = 25\text{cm}$

Armatures de répartition: $A_a = 4\text{HA}8$; $S_t = 25\text{cm}$

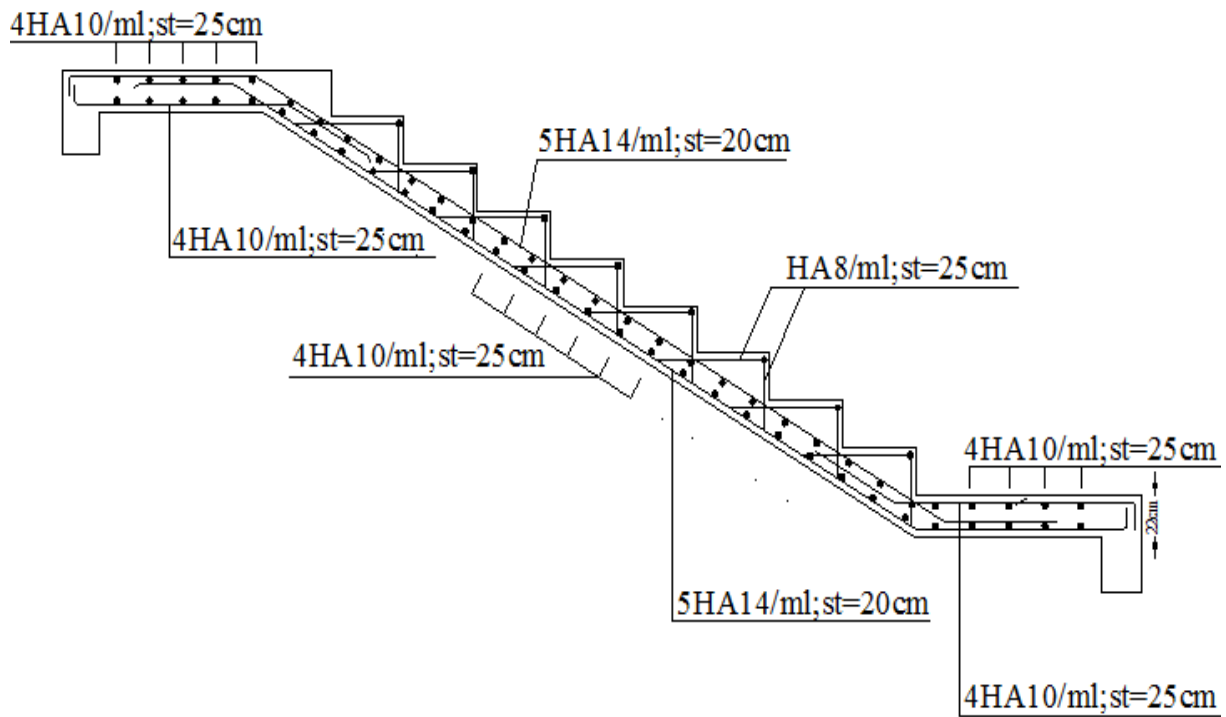
- **Les armatures en travée :**

Armatures principales : $A_t = 4\text{HA}12$; $S_t = 25\text{cm}$

Armatures de répartition : $A_t = 4\text{HA}8$; $S_t = 25\text{cm}$



TYPE 01 :



TYPE 02 :

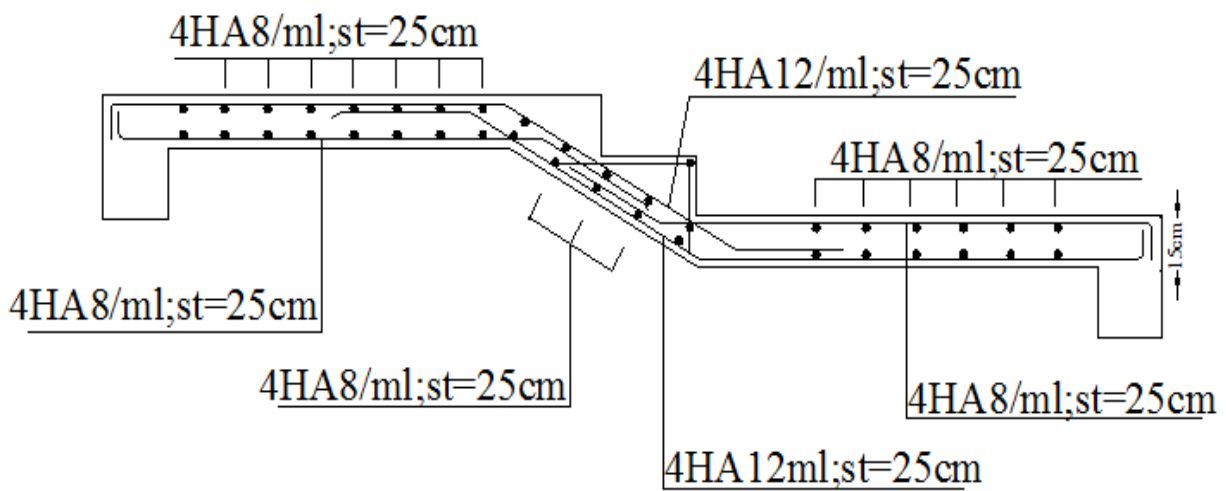


Figure III-4-10 : Plan de ferrailage des escaliers.

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 encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux ; le calcul s'effectue en flexion simple.

Dans notre projet on distingue deux types de poutre palière :

- Une poutre palière brisée revenant à l'escalier du premier étage (service).
- Une poutre palière horizontale revenant aux autres escaliers du projet.

III-5-1- Etude de la poutre palière horizontale :

III-5-1-1- Pré dimensionnement :

➤ **Hauteur :**

La hauteur de la poutre palière est donnée par : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec : L_{\max} : longueur libre entre nus d'appuis ; $L_{\max} = 3.30 \text{ m}$

$$\frac{330}{15} \leq h_t \leq \frac{330}{10} \quad \rightarrow \quad 22 \text{ cm} \leq h_t \leq 33 \text{ cm}$$

On prend: **$h_t = 30 \text{ cm}$**

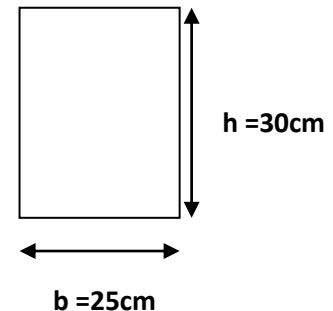
➤ **La largeur :**

La largeur des poutres a donne par :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \quad \rightarrow \quad 14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend: **$b = 25 \text{ cm}$**

Notre poutre palière a pour dimensions (**$b \times h$**) = (**25×30**)cm



♦ Vérifications des conditions des RPA (Art 7.5.1 RPA99/version 2003)

$$\left. \begin{array}{l} B \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h_t = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \quad \rightarrow \quad \frac{30}{25} = 1.4 < 4 \end{array} \right\} \text{condition vérifie}$$

III-5-1-2- Détermination des charges:

- Poids propre de la poutre : $G_1 = 0,30 \times 0,25 \times 25 = 1,88 \text{ KN/ m}$
- Poids propre du mur extérieur : $G_2 = 2.85 \times (1.53 - 0.35) = 3.36 \text{ KN/ m}$
- Réaction du palier a L'ELU : $T_u = 38,49 \text{ KN}$
- Réaction du palier a L'ELS : $T_s = 27,81 \text{ KN}$

III-5-1-3- Calculs à l'ELU :➤ **Combinaison des charges :**

$$q_u = 1,35 \times (G_1 + G_2) + T_u$$

$$q_u = 1,35 \times (1,88 + 3,36) + 38,49 = 45,56 \text{ KN/m}$$

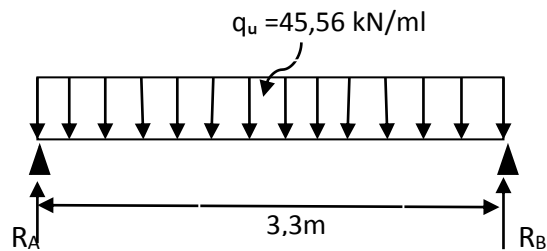
➤ **Calcul des efforts internes :**

Figure III-5-1: Schéma statique de la poutre palière horizontale à l'ELU.

• **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{45,56 \times 3,3^2}{8} = 62,02 \text{ kN.m}$$

En tenant compte l'effet de semi encastrement

$$M_a = (-0,3) M_0 = (-0,3) \times 60,02 = -18,61 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0,85) M_0 = (0,85) \times 60,02 = 51,02 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{45,56 \times 3,3}{2} = 75,17 \text{ KN}$$

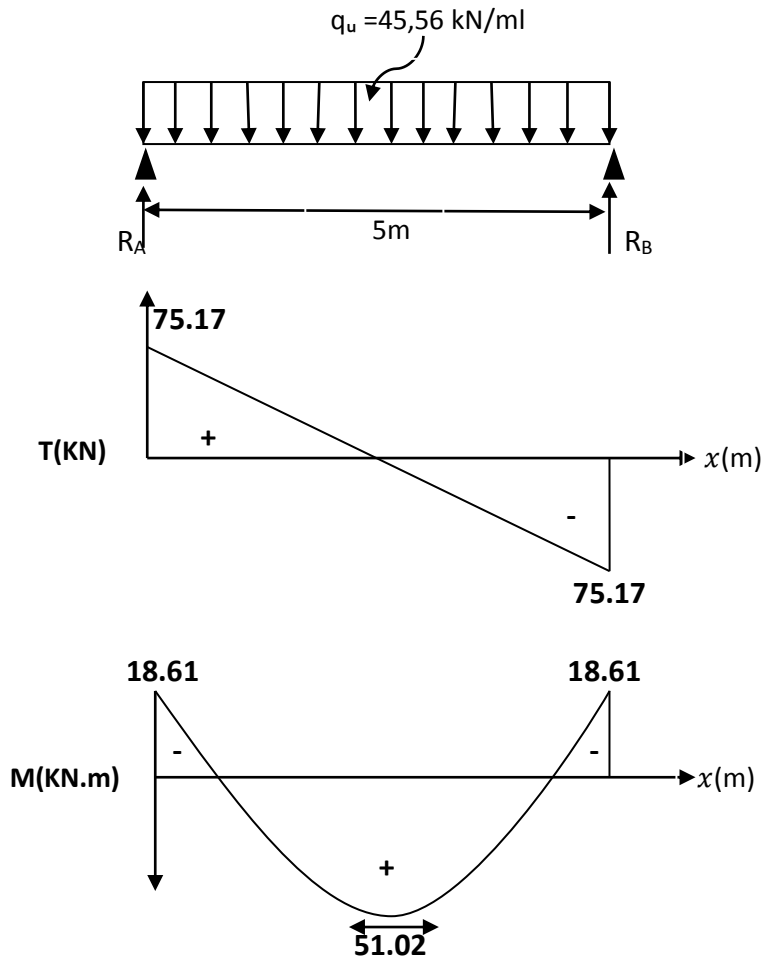


Figure III-5-2 : diagramme des efforts internes à l'ELU.

III-5-1-4- Ferrailage :

➤ Aux appuis :

$M_a = 18.61 \text{ KN.m}$

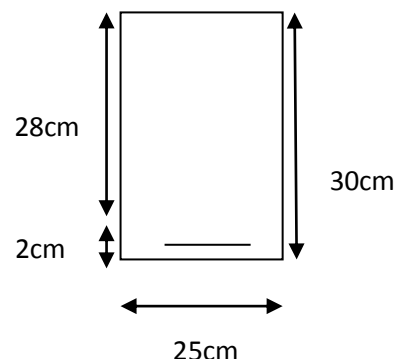
$\mu_b = \frac{Ma}{b.d^2.fbu} = \frac{18.61 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0,066$

$\mu_b = 0,066 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$

$\mu_b = 0.066 \longrightarrow \beta = 0,966$

$A_a = \frac{Ma}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{18.61 \times 10^3}{0.966 \times 28 \times 348} = 1.97 \text{ cm}^2$

Soit **4HA10 = 3.14 cm²**



➤ En travée

$$M_t = 51.02 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{51.02 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0,184$$

$$\mu_b = 0.184 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.184 \longrightarrow \beta = 0,898$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{51.02 \times 10^3}{0.898 \times 28 \times 348} = 5.83 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA14 = 6.15cm²**

III-5-1-5- Vérification à l'ELU :**A. Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1 / BAEL 91) :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Aux appuis: $A_q = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.85 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

En travée: $A_t = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.85 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

B. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$

$$V_u^{\max} = 75,17 \text{ KN}$$

Ψ_s : coefficient de scellement

$$\Psi_s = 1,5 \text{ (barre de haute adhérence)}$$

$\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 14 = 175,84 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum n_i} = \frac{75,17 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 175,84} = 1,69 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} = 1.69 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{C.V}$ (pas de risque d'entraînement des barres)

C. Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL 91 /Art A.5.1)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \{ 0,133f_{c28} ; 5\text{Mpa} \}$

$$V_u^{\max} = 75,17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b.d} = \frac{75,17 \times 10^3}{250 \times 280} = 1,07 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa} \right\} = \min \{ 0,133 \times 25 ; 5\text{Mpa} \} = 3,325 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1,07 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,325 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots(\text{condition vérifiée})$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, d'où aucune armature transversale n'est nécessaire.

D. Influence de l'effort tranchant :**▪ sur le béton :**

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times b \times a \times f_{c28} / \gamma_b \quad ; \quad \text{avec: } a = 0,9 \times d$$

$$V_u^{\max} = 75,17 \text{ KN} \leq 0,4 \times 25 \times 0,9 \times 28 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 420 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

▪ Sur l'acier :

On doit vérifier que : $A_a > \frac{V_s}{f_e} \left(v_u + \frac{M_a}{0,9d} \right)$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \left(75,17 + \frac{18,61}{0,9 \times 0,28} \right) = 2,12 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

E. Vérification de l'ancrage des barres (BAEL 91 modifié 99/Art A.6.1.3) :

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

Is 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 « Lc » est au moins égale à 0,4ls pour les aciers à haute adhérence.

$$Lc = 0,4l_s = 19,75 \text{ cm, donc on prend: } Lc = 20 \text{ cm}$$

III-5-1-6- Calcul les armatures transversales :➤ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_1 \right\}$$

h_t : hauteur totale de la poutre ($h_t=30\text{cm}$).

\emptyset_1 : diamètre maximal des armatures longitudinales.

B : largeur de la poutre ($b=25\text{cm}$).

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{300}{35}; \frac{250}{10}; 14\text{mm} \right\} = \mathbf{8,57\text{mm}}$$

On opte pour un cadre et un étrier en **HA8**.

➤ **L'espacement maximal des armatures transversales :**

$$S_t^{\max} \leq \min \{0,9d; 40\text{cm}\}$$

$$S_t^{\max} \leq \min \{0,9 \times 28\text{cm}; 40\text{cm}\} = 25,2\text{cm}.$$

Soit $S_t^{\max} = \mathbf{25\text{cm}}$.

➤ **La section minimale d'armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4\text{Mpa}$$

$$A_t^{\min} = \frac{0,4b \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 25 \times 25}{400} = 0,625 \text{ Mpa} < A_{\text{adoptée}} = 3.14\text{cm}^2.$$

✚ **Exigence du RPA99(Art.7.5.2) d'espacement entre les barres :****1. Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute la section.

$$A_l = A_t + A_a = 4\text{HA}14 + 4\text{HA}10 = 6.15 + 3.14 = 9.29 \text{ cm}^2$$

$$0,5 \% \text{ de la section} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 9.29 \text{ cm}^2 > 0,5 \% \text{ de la section} = 3.75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2. Armatures transversales :• **En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset_t \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4} = 7.5\text{cm}; 12 \times 1 = 12\text{cm} \right\} = 7,5\text{cm}$$

Soit $S_t = \mathbf{7\text{cm}}$

• **En zone courante (travée) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm} \quad ; \quad S_t = \mathbf{15\text{cm}}$$

➤ **Quantité d'armature transversale :**

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 25$$

$$A_t = 6,15 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,125 \text{ cm}^2$$

III-5-1-7- Calculs à l'ELS :

➤ **Combinaison des charges :**

$$q_s = 1,35 \times (G_1 + G_2) + T_s$$

$$q_s = 1,35 \times (1,88 + 3,36) + 27,81 = \mathbf{33,05 \text{ KN/m}}$$

➤ **Calcul des efforts internes :**

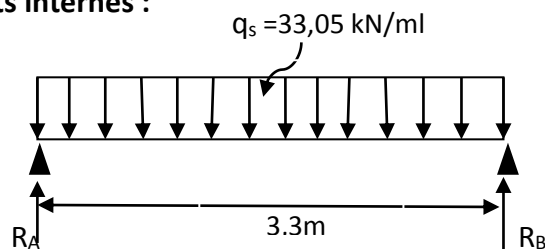


Figure III-5-3 : Schéma statique de la poutre palière horizontale à l'ELS.

• **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{33,05 \times 3,3^2}{8} = 44,98 \text{ kN.m}$$

En tenant compte l'effet de semi encastrement

$$M_a = (-0,3) M_0 = (-0,3) \times 44,98 = \mathbf{-13,49 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = (0,85) M_0 = (0,85) \times 44,98 = \mathbf{38,23 \text{ KN.m}}$$

• **Effort tranchant :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{33,05 \times 3,3}{2} = \mathbf{54,53 \text{ KN}}$$

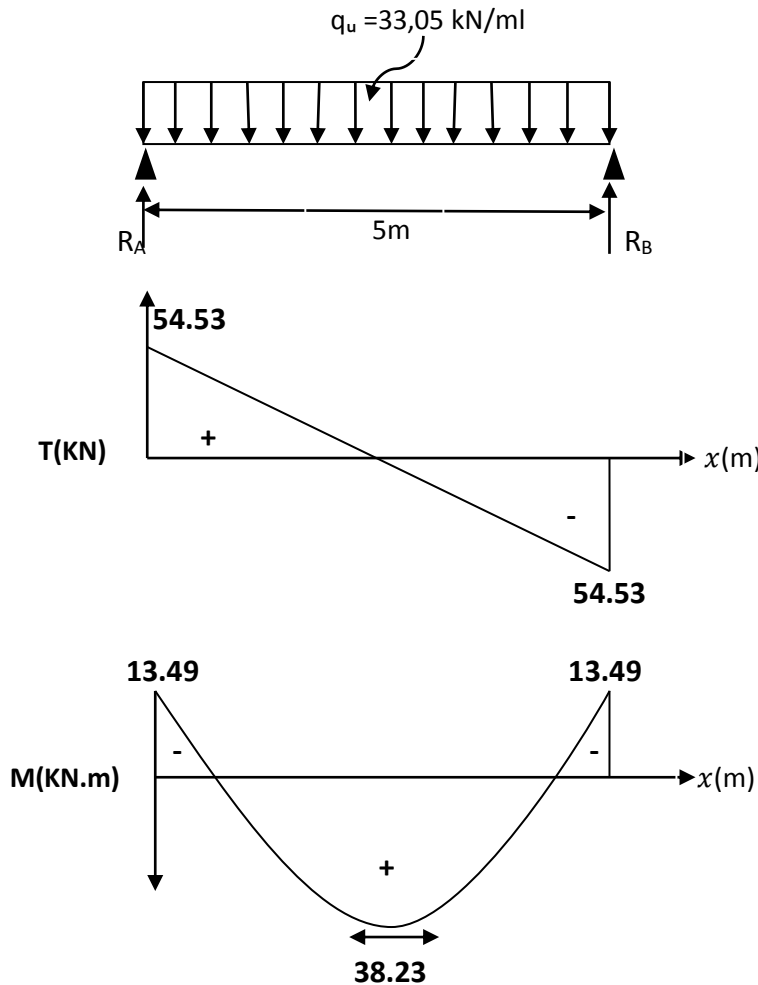


Figure III-5-4 : diagramme des efforts internes à l'ELS.

III-5-1-8- Vérifications à l'ELS :

A. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

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:

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

➤ **Aux appuis ($M_a^s = -13,49 \text{ KN.m}$):**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{25 \times 28} = 0.448$$

$$\rho_1 = 0.448 \rightarrow \beta_1 = 0.898$$

$$K_1 = 34.02$$

- La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A \beta_1 d} = \frac{13,49 \times 10^3}{3,14 \times 0,898 \times 28} = 170,86 \text{ Mpa}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{170,86}{34,02} = 5,02 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,02 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ En travée ($M_t^s = 38,23 \text{ KN.m}$):

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{bd} = \frac{100 \times 6,15}{25 \times 28} = 0,878$$

$$\rho_1 = 0,547 ; \text{ par interpolation on aura } \longrightarrow \beta_1 = 0,867 \\ K_1 = 22,59$$

- La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A \beta_1 d} = \frac{38,23 \times 10^3}{6,15 \times 0,867 \times 28} = 256,06 \text{ Mpa}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{256,06}{22,59} = 11,33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,33 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

A. Vérification de la flèche :

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{30}{330} = 0,09 > \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{30}{330} = 0,09 > \frac{38,23}{10 \times 44,98} = 0,084 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,15}{25 \times 28} = 0,0087 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

✚ Conclusion :

Le ferrailage retenu est le suivant :

- Aux appuis : $A_a = 4\text{HA}10$
- En travée : $A_t = 4\text{HA}14$

III-5-2- Etude de la poutre palière brisée de l'étage service:

III-5-2-1- Pré dimensionnement :

➤ **Hauteur :**

La hauteur de la poutre palière est donnée par : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec : L_{max} : longueur libre entre nus d'appuis ; $L_{max} = 3.30$ cm

$$\frac{330}{15} \leq h_t \leq \frac{330}{10} \rightarrow 22 \text{ cm} \leq h_t \leq 33 \text{ cm}$$

On prend : **$h_t = 30\text{cm}$**

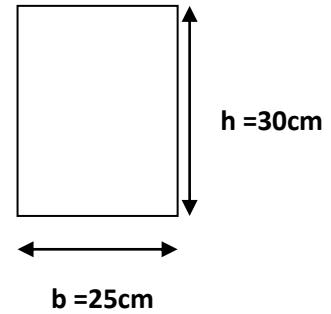
➤ **La largeur :**

La largeur des poutres a donne par :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \rightarrow 14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend : **$b = 25\text{cm}$**

Notre poutre palière a pour dimensions **$(bxh) = (25x30)$ cm**



◆ **Vérifications des conditions des RPA (Art 7.5.1 RPA99 / version 2003)**

$$\left. \begin{array}{l} B \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 25\text{cm} > 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h_t = 30\text{cm} = 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{25} = 1.4 < 4 \end{array} \right\} \text{.....condition vérifiée.}$$

III-5-2-2- Détermination des charges:

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et aux poids du mur extérieur ($G_m = 2.85 \text{ KN/m}^2$)

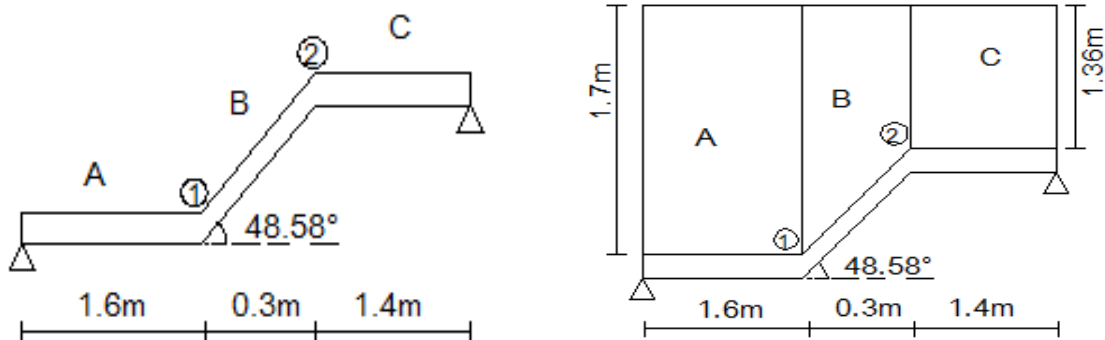


Figure III-5-5 : Schéma statique de la poutre palière brisée.

- **Poids propre de la poutre :**
 - Partie A et C: $0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.87 \text{ KN/ml}$
 - Partie B: $0.25 \times 0.30 \times 25 \times \frac{1}{\cos 48.58} = 2.83 \text{ KN/ml}$
- **Chargement dû aux réactions du palier:**
 - Partie A et C: 18.83 KN/ml
 - Partie B: 0
- **Chargement dû au poids du mur extérieur:**
 - Partie A: $2.85 \times 1.7 = 4.84 \text{ KN/ml}$
 - Partie C: $2.85 \times 1.36 = 3.88 \text{ KN/ml}$
 - Partie B: on aura un chargement trapézoïdale
 - Point 1: 4.84 KN/ml
 - Point 2: 3.88 KN/ml

III-5-2-3- Calculs à l'ELU :

- **Combinaison des charges :**

Partie A : $q_u = 1.35 (1.87 + 4.84) + 18.83 = 27.88 \text{ KN/ml}$

Partie C : $q_u = 1.35 (1.87 + 3.88) + 18.83 = 26.59 \text{ KN/ml}$

Partie B : point 1 : $q_u = 1.35 (2.83 + 4.84) + 0 = 10.35 \text{ KN/ml}$

Point 2 : $q_u = 1.35 (2.83 + 3.88) + 0 = 8.45 \text{ KN/ml}$

- **Calcul des efforts internes :**

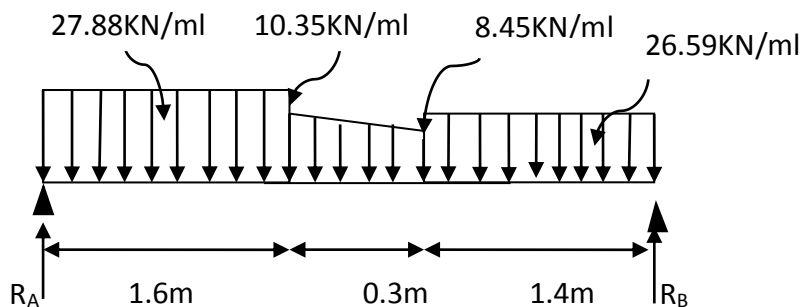


Figure III-5-6 : Schéma statique de la poutre palière brisée à l'ELU.

- Réaction d'appuis :

$$\sum F_V = 0 \implies R_A + R_B = (27.88 \times 1.6) + (26.59 \times 1.4) + (8.45 \times 0.3) + \frac{(10.35 - 8.45)}{2} \times 0.3$$

$$R_A + R_B = 84.65 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \implies (27.88 \times 1.6) \times \frac{1.6}{2} + 8.45 \times 0.3 \times \left(\frac{0.3}{3} + 1.6\right) + \frac{10.35 - 8.45}{2} \times 0.3 \times \left(\frac{0.3}{3} + 1.6\right) + 26.59 \times 1.4 \times \left(\frac{1.4}{2} + 1.9\right) - R_B \times 3.3 = 0.$$

$$\sum M/A = -R_B \times 3.3 + 137.395 = 0$$

$$R_B = \frac{137.395}{3.3} \implies R_B = 41,63 \text{ KN}$$

$$R_A = 84,65 - R_B \implies R_A = 43,02 \text{ KN}$$

- Moments fléchissant et efforts tranchants :

Avec la méthode classique de la RDM on obtient les résultats suivants :

1^{er} tronçon $0 \leq x \leq 1.4\text{m}$:

$$\sum F_V = 0$$

$$\implies T_y(x) - 26,59x + R_B$$

$$T_y(x) = 26,59x - 41,63$$

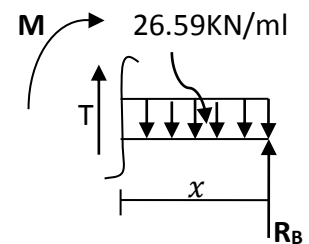
Pour : $x = 0\text{m}$; $T(0) = -41,63 \text{ KN}$
 $x = 1,4\text{m}$; $T(1,4) = -4,41 \text{ KN}$

$$\sum M = 0$$

$$\implies M(x) - R_B x + 26,59x \frac{(x)^2}{2}$$

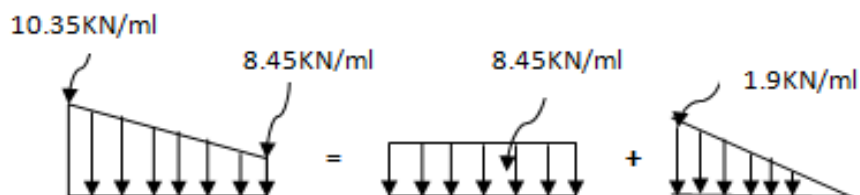
$$M(x) = 41,63x - 26,59x \frac{(x)^2}{2}$$

Pour : $x = 0\text{m}$; $M(0) = 0 \text{ KN.m}$
 $x = 1,4\text{m}$; $M(1,4) = 32,24 \text{ KN.m}$



2^{ème} tronçon $1.4\text{m} \leq x \leq 1.7 \text{ m}$:

La charge trapézoïdale sera décomposée comme montré dans le schéma ci-dessous



◆ **Détermination de la charge q en fonction de x :**

A partir des triangles semblables nous avons :

$$\frac{x}{q_x} = \frac{0.3}{1.9} \quad \rightarrow \text{donc: } q_x = 6.33x$$

$$\sum F/y = 0$$

$$T_y + R_B - 26.59 \times 1.4 - 8.45 \times (x - 1.4) - \frac{(6.33x)(x-1.4)}{2}$$

$$T_y(x) = -41,63 + 37,226 + 8,45x - 11,83 + 3,165x^2 - 4,431x$$

$$T_y(x) = 3,165x^2 + 4,019x - 16,244$$

Pour : $x = 1,4m$; $T(1,4) = -4,41 \text{ KN}$

$x = 1,7m$; $T(1,7) = -1,71 \text{ KN}$

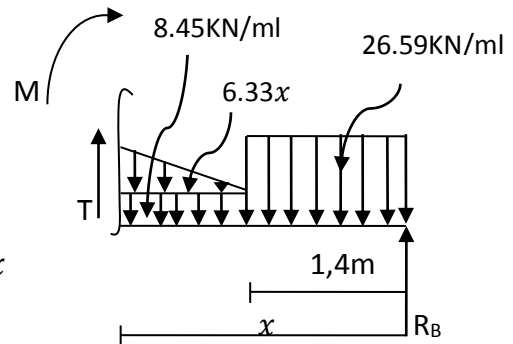
$$\sum M = 0$$

$$\Rightarrow M_z + 26.59 \times 1.4 \times (x - 0.7) + 8.45x \frac{(x-1.4)^2}{2} + \frac{(6.33x)(x-1.4)}{2} \times \frac{(x-1.4)}{3} - R_B x$$

$$M_z = -1.055x^3 - 1.271x^2 + 14.176x + 17.777$$

Pour : $x = 1,4m$; $M(1,4) = 32,24 \text{ KN.m}$

$x = 1,7m$; $M(1,7) = 33,14 \text{ KN.m}$



3^{ème} tronçon $0 \leq x \leq 1.6m$:

$$\sum F/y = 0 \quad \Rightarrow -T(x) + R_A - 27,88x$$

$$T(x) = -27,88x + R_A$$

Pour : $x = 0m$; $T(0) = 43,02 \text{ KN}$

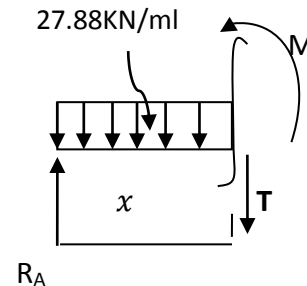
$x = 1,6m$; $T(1,6) = -1,58 \text{ KN}$

$$\sum M = 0 \quad \Rightarrow M_z + R_A x - 27,88x \frac{x^2}{2}$$

$$M_z(x) = 43,02x - 27,88x \frac{x^2}{2}$$

Pour : $x = 0m$; $M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$x = 1,4m$; $M(1,4) = 33,14 \text{ KN.m}$



• **Calcul de $M_{z_{max}}$:**

Calcul de la distance y_m ou le moment est maximum :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \quad ; \quad T(x) = -27,88x + R_A$$

$$T(x) = -27,88x_m + 43,02 = 0 \quad \Rightarrow \quad x_m = \frac{43,02}{27,88} = 1,55m$$

Le moment M_z est max pour la valeur $x_m = 1,55m \in [0 ; 1,6m]$

D'où $Mz(x) = 43,02 x - 27,88 x \frac{x^2}{2}$

$Mz_{max} = M(1,55) = 33,19 \text{ KN.m}$

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 entravée et en appui ;
On obtient ainsi les moments suivants :

- ◆ Aux appuis ; $M_a = -0,3 \times Mz_{max} = -9,96 \text{ KN.m}$
- ◆ En travée ; $M_t = 0,85 \times Mz_{max} = 28,21 \text{ KN.m}$

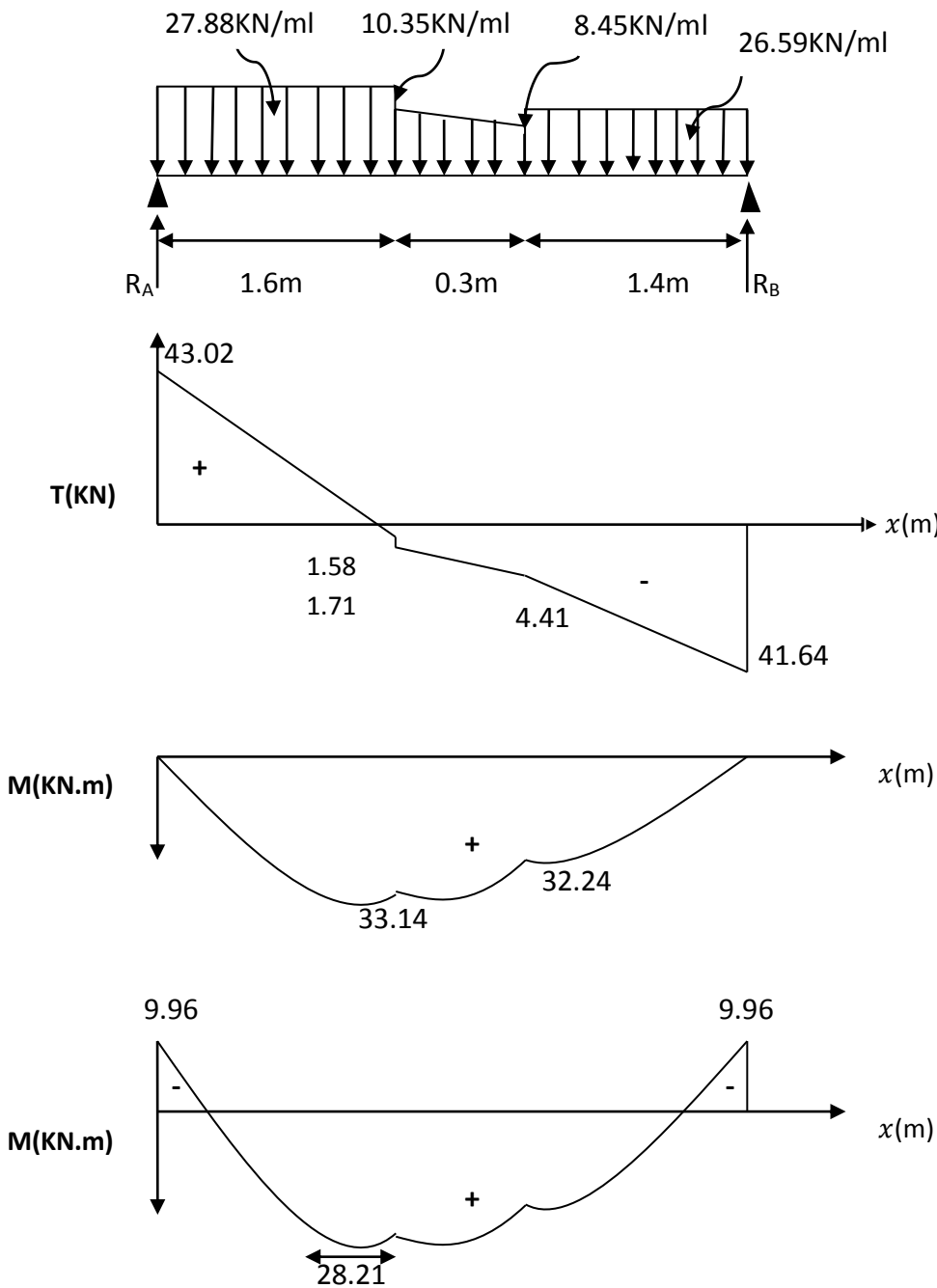


Figure III-5-7 : diagramme des efforts internes à l'ELU.

III-5-2-4- Ferrailage :

➤ **Aux appuis :**

$M_a = 9.96 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.96 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0,036$$

$\mu_b = 0,036 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$

$\mu_b = 0.036 \longrightarrow \beta = 0.982$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.96 \times 10^3}{0.982 \times 28 \times 348} = 1.04 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 3.14 cm²**

➤ **En travée**

$M_t = 28.21 \text{ KN.m}$

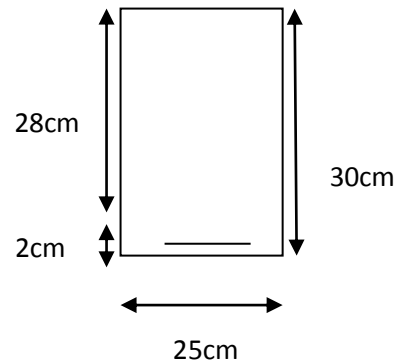
$$\mu_b = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{28.21 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0,102$$

$\mu_b = 0.102 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$

$\mu_b = 0.102 \longrightarrow \beta = 0,946$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{28.21 \times 10^3}{0.946 \times 28 \times 348} = 3.06 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA12 = 4.52 cm²**



III-5-2-5- Vérification à l'ELU :

5. Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1 / BAEL 91) :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Aux appuis: $A_q = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.85 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

En travée: $A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.85 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

6. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$; avec : $V_u^{max} = 43,02 \text{ KN}$

Ψ_s : coefficient de scellement

$\Psi_s = 1,5$ (barre de haute adhérence)

$\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum n_i} = \frac{43,02 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 150,72} = 1,13 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.13 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{C.V} \quad (\text{pas de risque d'entraînement des barres})$$

7. Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL 91 /Art A.5.1)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \{ 0,133 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa} \}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{43,02 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,61 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 0,133 \times 25 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3,325 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,61 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,325 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots(\text{condition vérifiée})$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, d'où aucune armature transversale n'est nécessaire.

8. Influence de l'effort tranchant :

▪ sur le béton :

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times b \times a \times f_{c28} / \gamma_b \quad ; \quad \text{avec: } a = 0,9 \times d$$

$$V_u^{\max} = 43,02 \text{ KN} \leq 0,4 \times 25 \times 0,9 \times 28 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 420 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

▪ Sur l'acier :

On doit vérifier que : $A_a > \frac{V_s}{f_e} \left(v_u + \frac{M_a}{0,9d} \right)$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \left(43,02 + \frac{9,96}{0,9 \times 0,28} \right) = 2,37 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

9. Vérification de l'ancrage des barres (BAEL 91 modifié 99/Art A.6.1.3) :

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Is 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 « Lc » est au moins égale à 0,4Ls pour les aciers à haute adhérence.

$$Lc = 0,4l_s = 16,93 \text{ cm, donc on prend: } Lc = 18 \text{ cm}$$

III-5-2-6- 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 ($h_t=30\text{cm}$).

ϕ_1 : diamètre maximal des armatures longitudinales.

B : largeur de la poutre (b=25cm).

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{300}{35}; \frac{250}{10}; 12\text{mm} \right\} = 8,57\text{mm}$$

On opte pour un cadre et un étrier en **HA8**.

- **L'espacement maximal des armatures transversales :**

$$S_t^{\max} \leq \min \{0,9d; 40\text{cm}\}$$

$$S_t^{\max} \leq \min \{0,9 \times 28\text{cm}; 40\text{cm}\} = 25,2\text{cm}.$$

Soit $S_t^{\max} = 25\text{cm}$.

- **La section minimale d'armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4\text{Mpa}$$

$$A_t^{\min} = \frac{0,4b \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 25 \times 25}{400} = 0,625\text{ Mpa} < A_{\text{adoptée}} = 3,14\text{cm}^2.$$

Exigence du RPA99(Art.7.5.2) d'espacement entre les barres :

1. Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute la section.

$$A_l = A_t + A_a = 4\text{HA}12 + 4\text{HA}10 = 4,52 + 3,14 = 7,66\text{ cm}^2$$

$$0,5\% \text{ de la section} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75\text{ cm}^2$$

$$A_l = 7,66\text{ cm}^2 > 0,5\% \text{ de la section} = 3,75\text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2. Armatures transversales :

- **En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset_t \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4} = 7,5\text{cm}; 12 \times 1 = 12\text{cm} \right\} = 7,5\text{cm}$$

Soit $S_t = 7\text{cm}$

- **En zone courante (travée) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm} \quad ; \quad S_t = 15\text{cm}$$

- **Quantité d'armature transversale :**

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 25$$

$$A_t = 4,52\text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,125\text{ cm}^2$$

III-5-2-7- Calculs à l'ELS :➤ **Combinaison des charges :**

Partie A : $q_s = (1.87+4.84) + 13.49 = 20.2 \text{ KN/ml}$

Partie C : $q_s = (1.87+3.88) + 13.49 = 19.24 \text{ KN/ml}$

Partie B : point 1 : $q_s = (2.83+4.84) + 0 = 7.67 \text{ KN/ml}$

Point 2 : $q_s = (2.38+3.88) + 0 = 6.71 \text{ KN/ml}$

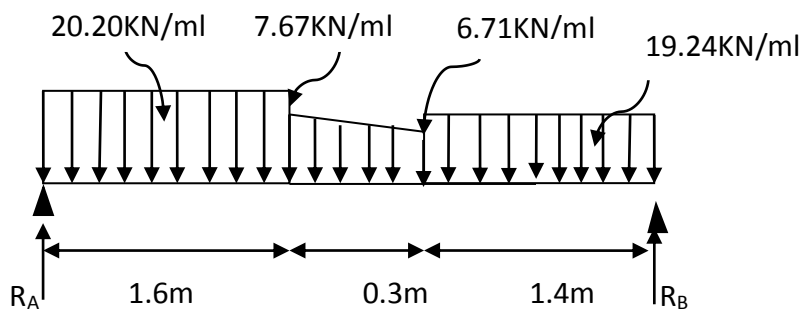
➤ **Calcul des efforts internes :**

Figure III-5-8 : Schéma statique de la poutre palière brisée à l'ELU.

• **Réaction d'appuis :**

$$\sum F_V = 0 \implies R_A + R_B = (20.20 \times 1.6) + (19.24 \times 1.4) + (6.71 \times 0.3) + \frac{(7.67 - 6.71)}{2} \times 0.3$$

$$R_A + R_B = 61.41 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \implies (20.20 \times 1.6) \times \frac{1.6}{2} + 6.71 \times 0.3 \times \left(\frac{0.3}{3} + 1.6\right) + \frac{(7.67 - 6.71)}{2} \times 0.3 \times \left(\frac{0.3}{3} + 1.6\right) + 19.24 \times 1.4 \times \left(\frac{1.4}{2} + 1.9\right) - R_B \times 3.3 = 0$$

$$\sum M/A = -R_B \times 3.3 + 99.66 = 0$$

$$R_B = \frac{99.66}{3.3} \implies R_B = 30,20 \text{ KN}$$

$$R_A = 61.41 - R_B \implies R_A = 31,21 \text{ KN}$$

• **Moments fléchissant et efforts tranchants :**

Avec la méthode classique de la RDM on obtient les résultats suivants :

1^{er} tronçon $0 \leq x \leq 1.4\text{m}$:

$$\sum F_y = 0$$

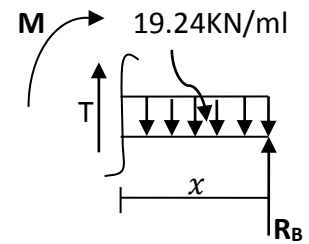
$$\begin{aligned} \Rightarrow T_y(x) - 19,24x + R_B \\ T_y(x) = 19,24x - 30,20 \end{aligned}$$

Pour : $x = 0\text{m}$; $T(0) = -30,20 \text{ KN}$
 $x = 1,4\text{m}$; $T(1,4) = -3,26 \text{ KN}$

$$\sum M = 0$$

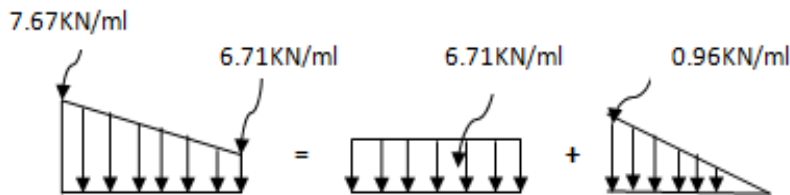
$$\begin{aligned} \Rightarrow M(x) - R_B x + 19,24x \frac{(x)^2}{2} \\ M(x) = 30,20x - 19,24x \frac{(x)^2}{2} \end{aligned}$$

Pour : $x = 0\text{m}$; $M(0) = 0 \text{ KN.m}$
 $x = 1,4\text{m}$; $M(1,4) = 23,42 \text{ KN.m}$



2^{ème} tronçon $1.4\text{m} \leq x \leq 1.7 \text{ m}$:

La charge trapézoïdale sera décomposée comme montré dans le schéma ci-dessous



♦ **Détermination de la charge q en fonction de x :**

A partir des triangles semblables nous avons :

$$\frac{x}{q_x} = \frac{0.3}{0.96} \rightarrow \text{donc: } q_x = 3.2x$$

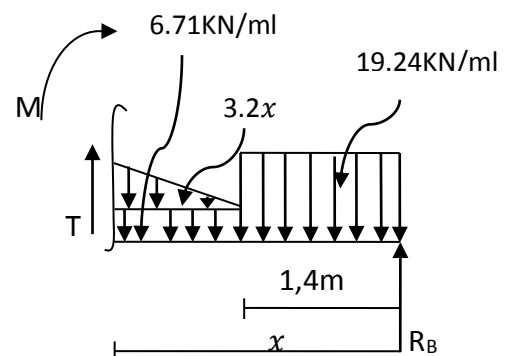
$$\sum F_y = 0$$

$$\begin{aligned} T_y + R_B - 19,24 \times 1,4 - 6,71 \times (x - 1,4) - \frac{(3,2x)(x-1,4)}{2} \\ T_y(x) = -30,20 + 26,936 + 6,71x - 9,394 + 1,6x^2 - 2,24x \\ T_y(x) = 1,6x^2 + 4,47x - 12,658 \end{aligned}$$

Pour : $x = 1,4\text{m}$; $T(1,4) = -3,26 \text{ KN}$
 $x = 1,7\text{m}$; $T(1,7) = 2,28 \text{ KN}$

$$\sum M = 0$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow M_z + 19,24 \times 1,4 \times (x - 0,7) + 6,71x \frac{(x-1,4)^2}{2} + \frac{(3,2x)(x-1,4)}{2} \times \frac{(x-1,4)}{3} - R_B x \\ M_z = -0,53x^3 - 1,871x^2 + 11,62x + 12,279 \end{aligned}$$



Pour : $x = 1,4\text{m}$; $\mathbf{M(1,4) = 23,42\text{ KN.m}}$

$x = 1,7\text{m}$; $\mathbf{M(1,7) = 24,08\text{ KN.m}}$

3^{ème} tronçon $0 \leq x \leq 1,6\text{m}$:

$$\sum F/Y = 0 \quad \Longrightarrow \quad -T(x) + R_A - 20,20 \times x$$

$$T(x) = -20,20 \times x + 31,21$$

Pour : $x = 0\text{m}$; $\mathbf{T(0) = 31,21\text{ KN}}$

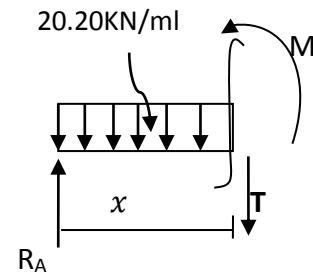
$x = 1,6\text{m}$; $\mathbf{T(1,6) = -1,11\text{ KN}}$

$$\sum M = 0 \quad \Longrightarrow \quad Mz + R_A \times x - 20,20 \times x \times \frac{x^2}{2}$$

$$Mz(x) = 31,21 \times x - 20,20 \times x \times \frac{x^2}{2}$$

Pour : $x = 0\text{m}$; $\mathbf{M(0) = 0\text{ KN.m}}$

$x = 1,4\text{m}$; $\mathbf{M(1,6) = 24,08\text{ KN.m}}$



• Calcul de $M_{z_{\max}}$:

Calcul de la distance x_m où le moment est maximum :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \quad ; \quad T(x) = -20,20 \times x + R_A$$

$$T(x) = -20,20 \times x_m + 31,21 = 0 \quad \Longrightarrow \quad x_m = \frac{31,21}{2020} = \mathbf{1,55\text{m}}$$

Le moment M_z est max pour la valeur $x_m = 1,55\text{m} \in [0 ; 1,6\text{m}]$

$$\text{D'où} \quad Mz(x) = 31,21 \times x - 20,20 \times x \times \frac{x^2}{2}$$

$$\mathbf{Mz_{\max} = M(1,55) = 24,11\text{ KN.m}}$$

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 entravée et en appuis ;

On obtient ainsi les moments suivants :

- ◆ Aux appuis ; $M_a = -0,3 \times Mz_{\max} = \mathbf{-7,23\text{ KN.m}}$
- ◆ En travée ; $M_t = 0,85 \times Mz_{\max} = \mathbf{20,49\text{ KN.m}}$

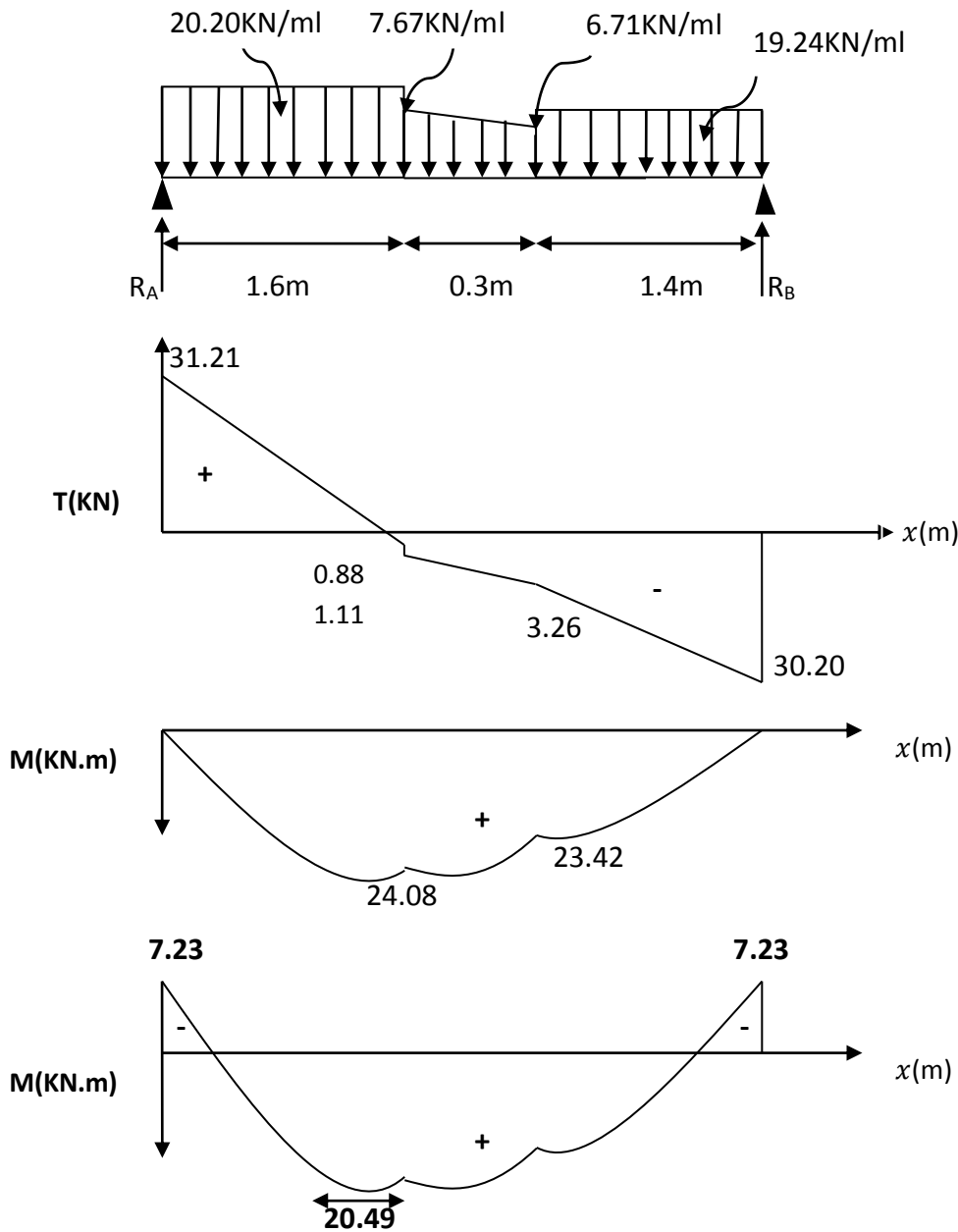


Figure III-5-9 : diagramme des efforts internes à l'ELS.

III-5-2-8- Vérifications à l'ELS :

1. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

a) 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.

b) l'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2) :

La fissuration étant peu nuisible, On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

➤ **Aux appuis ($M_a^s = -7,23 \text{ KN.m}$):**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{25 \times 28} = 0.448$$

$$\rho_1 = 0.448 \rightarrow \beta_1 = 0.898$$

$$K_1 = 34.02$$

▪ La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{a^s}}{A \beta_1 d} = \frac{7,23 \times 10^3}{3,14 \times 0,898 \times 28} = 91,57 \text{ Mpa}$$

▪ La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{91,57}{34,02} = 2,69 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,69 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **En travée ($M_t^s = 20,49 \text{ KN.m}$):**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{25 \times 28} = 0.723$$

$$\rho_1 = 0.547 ; \text{ par interpolation on aura } \longrightarrow \beta_1 = 0.877$$

$$K_1 = 25.65$$

▪ La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{t^s}}{A \beta_1 d} = \frac{20,49 \times 10^3}{4,52 \times 0,877 \times 28} = 184,61 \text{ Mpa}$$

▪ La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{184,61}{25,65} = 7,19 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,19 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la flèche :

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{30}{330} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{30}{330} = 0.09 > \frac{20,49}{10 \times 24,08} = 0.085 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{25 \times 28} = 0,0064 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

✚ Conclusion :

Le ferrailage retenu est le suivant :

- **Aux appuis :** $A_a = 4HA10$
- **En travée :** $A_t = 4HA12$

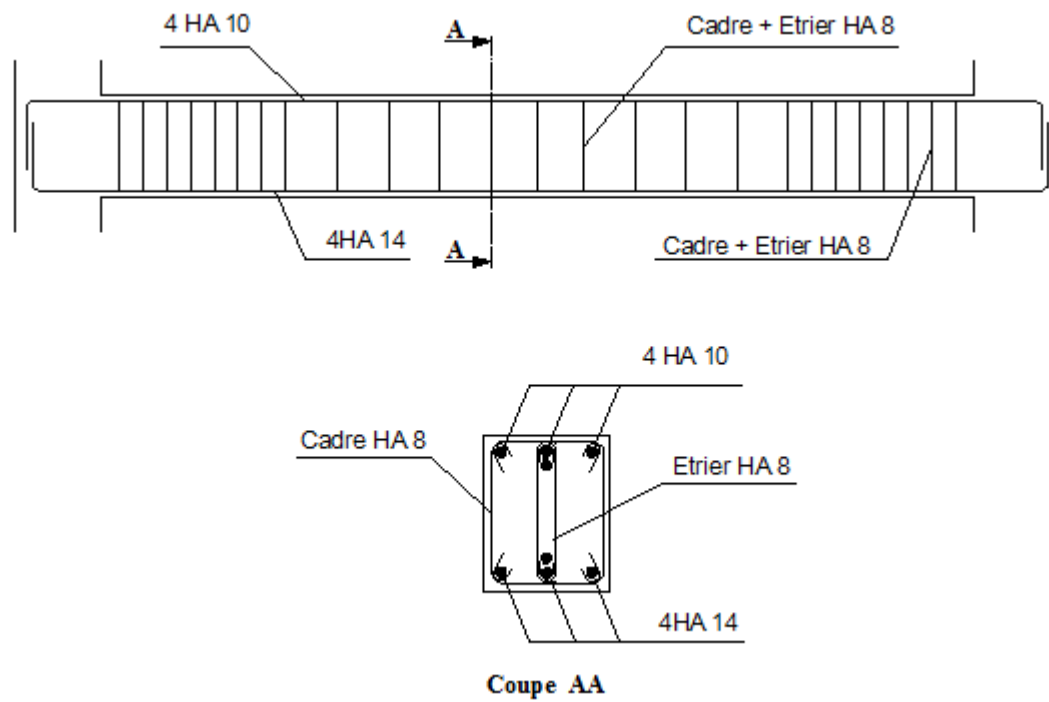


Figure III-5-10 : Ferrailage de la poutre palière Non brisée.

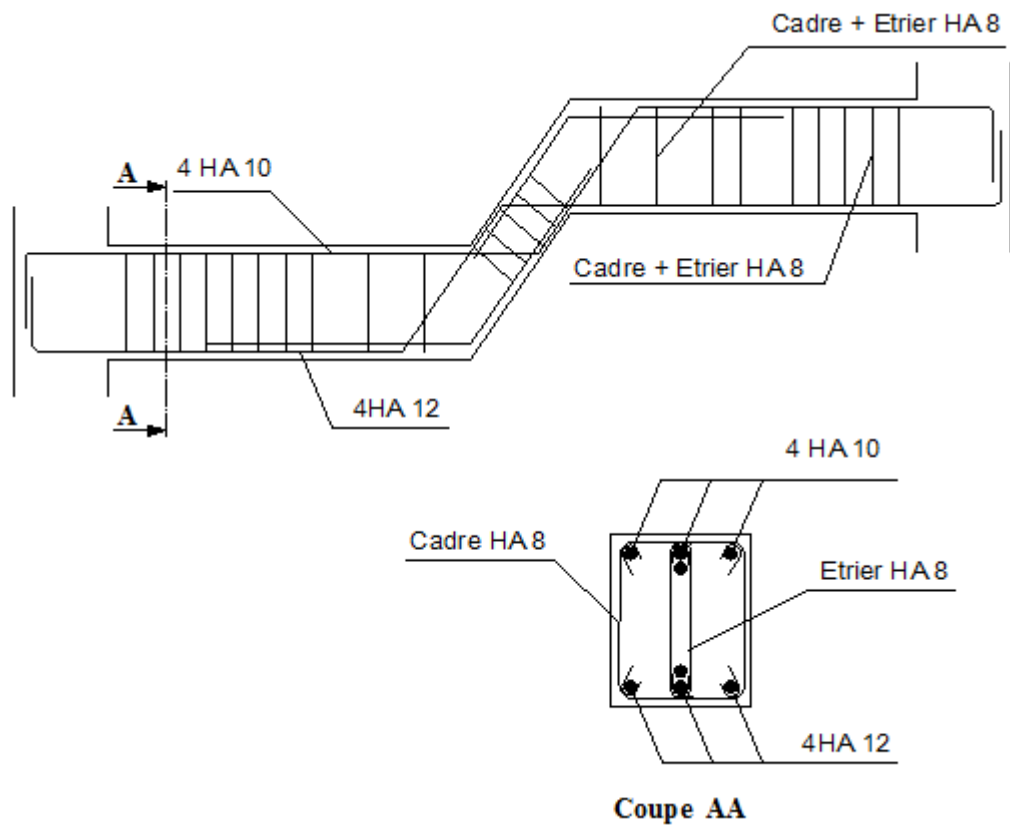


Figure III-5-11 : Ferrailage de la poutre palière brisée.

III-6- Etude de la poutre de chaînage :

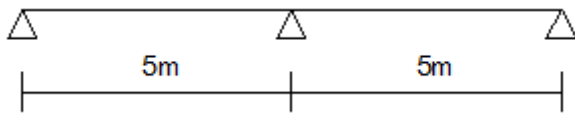
Les poutres de chaînages sont des poutres horizontales en béton armé. Elles reprennent juste le poids de la maçonnerie et son poids propre. Dans notre projet elles servent d'appuis pour les portes à faux.

Dans notre cas on distingue deux types de poutres de chaînage :

-Poutre reposant sur deux (02) appuis.



-Poutre reposant sur trois (03) appuis.



III-6-1- Etude de la poutre de chaînage à deux (02) appuis :

III-6-1-1- Dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- **Hauteur :**

La hauteur de la poutre de chaînage est donnée par : $\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$

Avec : L_{max} : longueur libre entre nus d'appuis ; $L_{max} = 3.6 \text{ m}$

$$\frac{360}{15} \leq h_t \leq \frac{360}{10} \rightarrow 24 \text{ cm} \leq h_t \leq 36 \text{ cm}$$

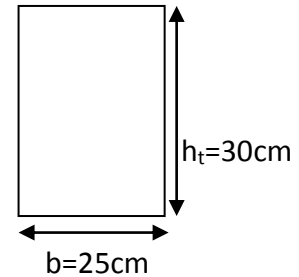
On prend : **ht = 30 cm**

- **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 = 25cm**



◆ Vérifications des conditions des RPA (Art 7.5.1 RPA99 / version 2003) :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \rightarrow b = 25 \text{ cm} \geq 20\text{cm} \\ H_t \geq 30\text{cm} \rightarrow h_t = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{25} = 1.2 < 4 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

III-6-1-2- 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 :

$$q_u = 1,35x (G_1 + G_2 + G_3) + 1,5 Q$$

$$q_u = 1,35 \times (1,87 + 7,24 + 1.64) + 1,5 \times 0,49 = \mathbf{15.25 \text{ KN / ml}}$$

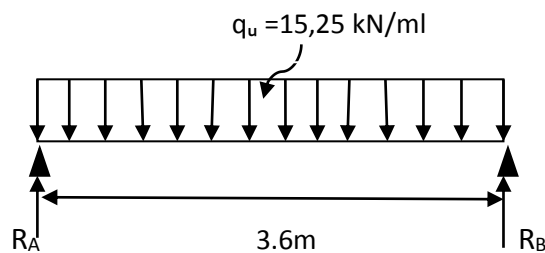
➤ Calcul des efforts internes à L'ELU :

Figure III-6-1 : Schéma statique de la poutre de chaînage reposant sur (02) appuis à l'ELU.

• Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{15,25 \times 3,6^2}{8} = \mathbf{24,70 \text{ KN.m}}$$

On tenant compte l'effet de semi encastrement

$$\mathbf{Aux appuis:} M_a = (-0,3) M_0 = (-0.3) \times 24,70 = -7,41 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{En travée:} M_t = (0.85) M_0 = (0.85) \times 24.70 = 20,99 \text{ KN.m}$$

• Les réaction appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{15,25 \times 3,6}{2} = 27,45 \text{ KN}$$

• Effort tranchant :

$$T_A = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{15,25 \times 3,6}{2} = 27.45 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L}{2} = \frac{-15,25 \times 3,6}{2} = -27.45 \text{ KN}$$

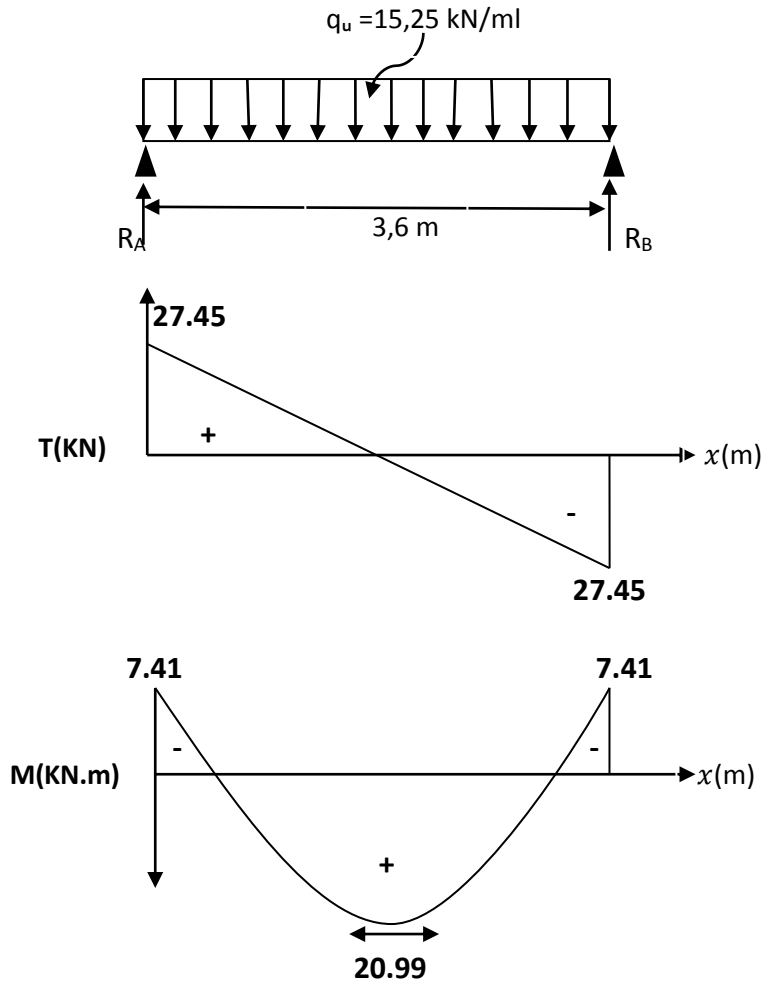


Figure III-6-2 : diagramme des efforts internes de la poutre à deux appuis à l'ELU.

III-6-1-3- Ferrailage :

- **Aux appuis :**

$$(M_a = 7,41 \text{ KN.m})$$

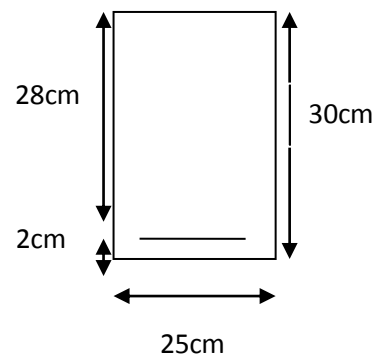
$$\mu_b = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7,41 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,026$$

$$\mu_b = 0,026 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,026 \longrightarrow \beta = 0,987$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,41 \times 10^3}{0,987 \times 28 \times 348} = 0,77 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 3HA8 = 1,50 \text{ cm}^2$



- **En travée :**

$$(M_t = 20,99 \text{ KN.m})$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{20,99 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0,094$$

$$\mu_b = 0.094 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.094 \longrightarrow \beta = 0,951$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{20,99 \times 10^3}{0.951 \times 28 \times 348} = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

III-6-1-4- Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 / BAEL 91) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2$$

Aux appuis: $A_q = 1,50 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.84 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

En travée: $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.84 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

2. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

$$V_u^{\max} = 27,45 \text{ KN}$$

Ψ_s : coefficient de scellement

$$\Psi_s = 1,5 \text{ (barre de haute adhérence)}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum n_i} = \frac{27,45 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 0.96 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.96 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{C.V} \text{ (pas de risque d'entraînement des barres)}$$

3. Vérification au cisaillement (BAEL 91 /Art A.5.1) :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \{ 0,133f_{c28} ; 5\text{Mpa} \}$$

$$V_u^{\max} = 27,45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{27,45 \times 10^3}{250 \cdot 280} = 0,39 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,133 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa} \} = \min \{ 0,133 \cdot 25 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3,325 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,39 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,325 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

D'où aucune armature transversale n'est nécessaire.

4. Influence de l'effort tranchant :

▪ sur le béton :

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times b \times a \times f_{c28} / \gamma_b \quad ; \quad \text{avec: } a = 0,9 \times d$$

$$V_u^{\max} = 38,73 \text{ KN} \leq 0,4 \times 25 \times 0,9 \times 28 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 420 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

▪ Sur l'acier :

$$\text{On doit vérifier que : } A_a > \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_a}{0,9d} \right)$$

$$A_a = 1,50 \text{ cm}^2 > \frac{1,15}{400} \left(27,45 + \frac{7,41}{0,9 \times 28} \right) = 0,080 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

5. Vérification de l'ancrage des barres (BAEL 91 modifié 99/Art A.6.1.3) :

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Ls 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 « Lc » est au moins égale à 0,4Ls pour les aciers à haute adhérence.

$$Lc = 0,4l_s = 16,93 \text{ cm, donc on prend: } Lc = 17 \text{ cm}$$

III-6-1-5- 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 :

$$S_t^{\max} \leq \min \{0,9d ; 40\text{cm}\}$$

$$S_t^{\max} \leq \min \{0,9 \times 28\text{cm} ; 40\text{cm}\} = 25,2 \text{ cm}$$

Soit $S_t^{\max} = 25\text{cm}$.

- La section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4\text{Mpa}$$

$$A_t^{\min} = \frac{0,4b \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 25 \times 25}{400} = 0,62 \text{ Mpa} < A_{\text{adoptée}} = 2,01\text{cm}^2.$$

♦ Exigence du RPA99(Art.7.5.2) d'espacement entre les barres :

1. Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute la section.

$$A_l = A_t + A_a = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}8 = 1,50 + 3,39 = 4,89 \text{ cm}^2$$

$$0,5 \% \text{ de la section} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 4,89 \text{ cm}^2 > 0,5 \% \text{ de la section} = 3,75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2. Armatures transversales :

- En zone nodale (appuis) :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4} = 7,5 \text{ cm} ; 12 \times 1 = 12\text{cm} \right\} = 7,5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 7 \text{ cm}$

- En zone courante (travée) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \quad ; \quad \text{soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ 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-6-1-6- Calculs à l'ELS :

➤ Combinaison des charges :

$$q_s = G + Q = (G_1 + G_2 + G_3) + Q$$

$$q_s = (1,87 + 7,24 + 1,64) + 0,49 = 10,75 + 0,49 = 11,24 \text{ kN / ml}$$

➤ Calcul des efforts internes à l'ELS :

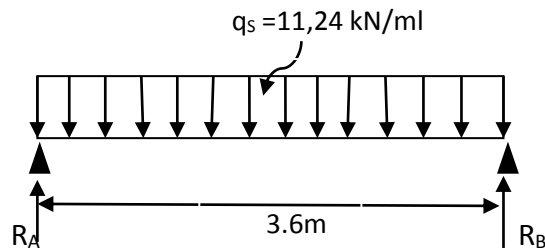


Figure III-6-3 : Schéma statique de la poutre de chaînage reposant sur (02) appuis à l'ELS.

• **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{11,24 \times 3,6^2}{8} = 18,21 \text{ KN.m}$$

On tenant compte l'effet de semi encastrement

Aux appuis: $M_a = (-0,3) M_0 = (-0,3) \times 18,21 = -5,46 \text{ KN.m}$

En travée: $M_t = (0,85) M_0 = (0,85) \times 18,21 = 15,49 \text{ KN.m}$

• **Les réaction appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{11,24 \times 3,6}{2} = 20,23 \text{ KN}$$

• **Effort tranchant :**

$$T_A = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{11,24 \times 3,6}{2} = 20,23 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_s \times L}{2} = \frac{-11,24 \times 3,6}{2} = -20,23 \text{ KN}$$

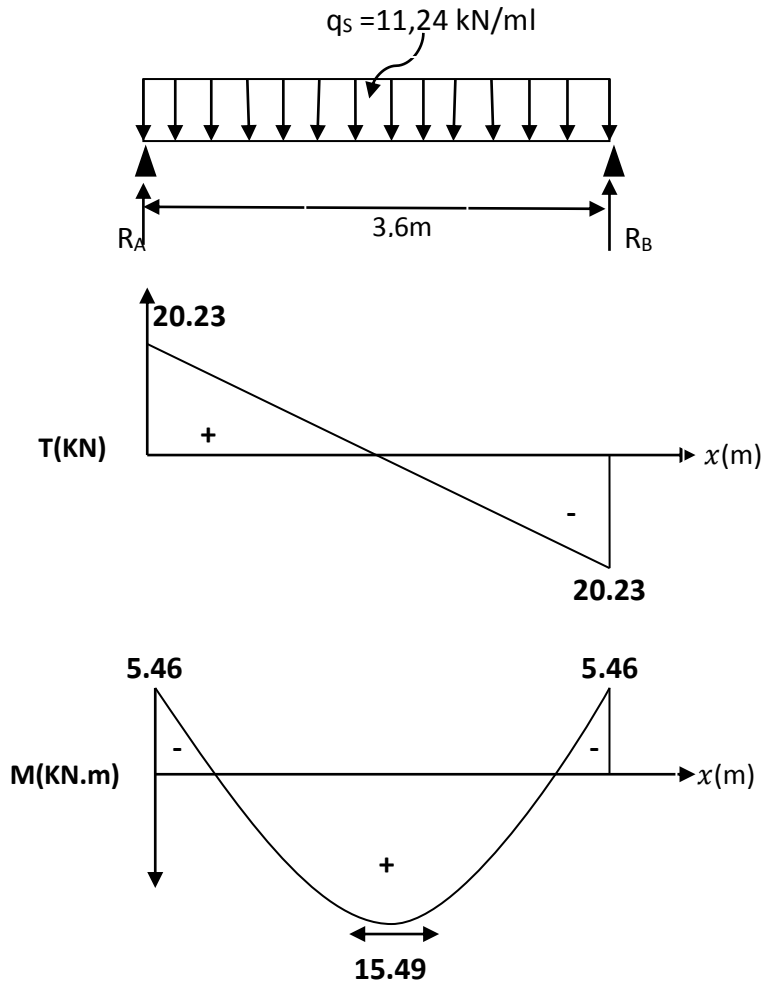


Figure III-6-4 : diagramme des efforts internes de la poutre à deux appuis à l'ELS.

III-6-1-7- Vérifications à l'ELS :

1. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

c) 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.

d) l'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2) :

La fissuration étant peu nuisible, On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➤ Aux appuis ($M_a^s = -5,46 \text{ KN.m}$):

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 1,50}{25 \times 28} = 0,214$$

$$\rho_1 = 0,214 \rightarrow \beta_1 = 0,925$$

$$K_1 = 51,67$$

- La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A \beta_1 d} = \frac{5,46 \times 10^3}{1,50 \times 0,925 \times 28} = 140,54 \text{ Mpa}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{140,54}{51,67} = 2,71 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,71 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- En travée ($M_t^s = 15,49 \text{ KN.m}$) :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484$$

$$\rho_1 = 0,484 \rightarrow \beta_1 = 0,895$$

$$K_1 = 32,62$$

- La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{t,s}}{A \beta_1 d} = \frac{15,49 \times 10^3}{3,39 \times 0,895 \times 28} = 182,33 \text{ Mpa}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{182,33}{32,62} = 5,58 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,58 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la flèche :

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{30}{360} = 0,083 > \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{30}{360} = 0,083 < \frac{15,49}{10 \times 18,21} = 0,085 \longrightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{25 \times 28} = 0,0048 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc nous devons procéder au calcul de la flèche et vérifier que :

$$F = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \cdot l^4}{E_v \cdot I} \leq \overline{F} = \frac{L}{500} = \frac{3600}{500} = 7,2 \text{ mm}$$

Avec :

- $q_s = 11,24 \text{ KN/ml}$.
- E_v : module de déformation diffère
 $E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ Mpa}$
- I : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

- \bar{F} : la flèche admissible.

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2 ; \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : moment statique de la section homogène

$$S_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d = \frac{25 \times (30)^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 28 = 12673,8 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t = (25 \times 30) + (15 \times 3,39) = 800,85 \text{ cm}^2$$

Avec: $V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \longrightarrow V_1 = \frac{12673,8}{800,85} = 15,82 \text{ cm}$

Et $V_2 = h - V_1 \longrightarrow V_2 = 30 - 15,82 = 14,18 \text{ cm}$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

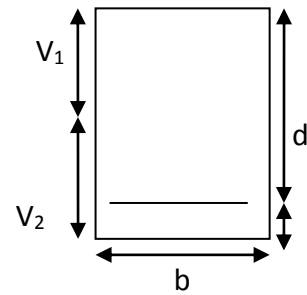
$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$I = \frac{25}{3}(15,82^3 + 14,18^3) + 15 \times 3,39 \times (14,18 - 2)^2$$

$$I = 64298,02 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{5}{384} \times \frac{11,24 \times (3,6)^4}{10818,86 \times 10^3 \times 64298,02 \times 10^{-8}} = 0,0035 \text{ m} = 3,4 \text{ mm}$$

$F = 3,5 \text{ mm} < \bar{F} = 7,2 \text{ mm} \longrightarrow$ condition vérifiée.



Conclusion :

Après tous les calculs et toutes les vérifications effectuées, on adopte les sections d'armatures suivantes :

- **Aux appuis:** 3HA8 = 1,50 cm².
- **En travée:** 3HA12 = 3,39 cm².

III-6-2- Etude de la poutre de chaînage à trois (03) appuis :

III-6-2-1- Dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

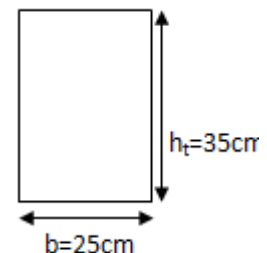
- **Hauteur :**

La hauteur de la poutre de chaînage est donnée par : $\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$

Avec : L_{max} : longueur libre entre nus d'appuis ; $L_{max} = 5 \text{ m}$.

$$\frac{500}{15} \leq h_t \leq \frac{500}{10} \rightarrow 33,3 \text{ cm} \leq h_t \leq 50 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 35 \text{ cm}$



- **Largeur :**

La largeur des poutres est donnée par

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \rightarrow 14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend : **b = 25cm**

- ◆ **Vérfications des conditions des RPA (Art 7.5.1 RPA99 / version 2003) :**

$$\left. \begin{array}{l} B \geq 20\text{cm} \rightarrow b = 25 \text{ cm} \geq 20\text{cm} \\ H_t \geq 30\text{cm} \rightarrow h_t = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{25} = 1.4 < 4 \end{array} \right\} \text{..... condition vérifiée.}$$

III-6-2-2- Détermination des charges et surcharges :

- Poids propre de la poutre : $G_1 = 0,35 \times 0,25 \times 25 = 2.19 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du mur : $G_2 = 2.85 \times (2.89 - 0.4) = 7.10 \text{ kn/ml}$
- Poids propre du plancher : $G_3 = 5,06 \times (0.65 / 2) = 1.64 \text{ kN/ml}$
- La surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \times (0,65 / 2) = 0.49 \text{ kN/ml}$

- **Combinaison des charges a LELU :**

$$q_u = 1,35x (G_1 + G_2 + G_3) + 1,5 Q$$

$$q_u = 1,35 \times (2,19 + 7,10 + 1.64) + 1,5 \times 0,49 = \mathbf{15,49 \text{ KN / ml}}$$

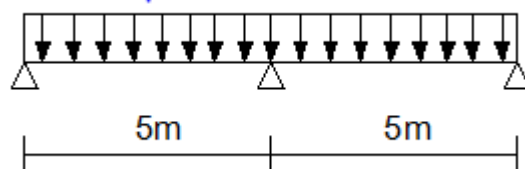


Figure III-6-5 : schéma statique de la poutre reposant sur (03) appuis.

III-6-2-3- Choix de la méthode de calcul :

Les moments en travées et aux appuis peuvent être déterminés par l'une des trois méthodes suivantes :

1. Méthode forfaitaire.
2. Méthode des trois moments.
3. Méthode de Caquot.

- **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)

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

$$2 \times G = 2 \times 10.93 = 21.86 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 3.5 \leq \max (21.86 ; 5) = 21.86 \text{ KN/ml} \dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

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

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

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

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{5}{5} = 1 \leq 1.25 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

➤ Exposé de la méthode :

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

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

M_t : moment Max en travée dans la travée considérée.

M_0 : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée soumise aux mêmes charges. ($M_0 = \frac{quL^2}{8}$; 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 :

- $M_t + \frac{1}{2}(M_w + M_e) \geq \max \{(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05 M_0\}$
- $M_t \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_0 \dots\dots$ dans le cas d'une travée de rive .
- $M_t \geq \frac{1}{2}(1 + 0.3\alpha)M_0 \dots\dots$ dans le cas d'une travée intermédiaire.

La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- **0.6M₀** : pour une poutre a deux travées
- **0.5M₀** : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- **0.4M₀** : pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

III-6-2-4- Application de la méthode forfaitaire à l'ELU:

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0.49}{10.93+0.49} = \mathbf{0.042}$$

➤ **Calcul des moments isostatique M_{0i} :**

$$M_o = \frac{qu L^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{15.49 \times 5^2}{8} = \mathbf{48.40 \text{ KN.m}}$$

$$M_{02} = \frac{15.49 \times 5^2}{8} = \mathbf{48.40 \text{ KN.m}}$$

➤ **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 48.40 = \mathbf{14.52 \text{ KN.m}}$$

$$M_B = 0.6 \text{ Max } (M_{01}, M_{02}) = 0.6 \times 48.40 = \mathbf{29.04 \text{ KN.m}}$$

$$M_C = 0.3 M_{02} = 0.3 \times 48.40 = \mathbf{14.52 \text{ KN.m}}$$

➤ **Calcul des moments en travée :**

Travée de rive (AB) :

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

- $M_t^{AB} \geq \max \{(1+0.3 \times 0.042) \times 48.40 ; 1.05 (48.40)\} - \frac{1}{2}(14.52+29.04) = 29.04 \text{ KN.m}$
- $M_t^{AB} \geq \frac{1}{2}(1.2+0.3 \times 0.042) \times 48.40 = 29.34 \text{ KN.m}$

On prend : $M_t^{AB} = \mathbf{29.34 \text{ KN.m}}$

Travée intermédiaire (BC) :

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{02} ; 1.05M_{02}\} - \frac{1}{2}(M_B + M_C) \\ M_{tBC} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_{02} \end{cases}$$

- $M_t^{BC} \geq \max \{(1+0.3 \times 0.042) \times 48.40 ; 1.05 (48.40)\} - \frac{1}{2}(29.04+14.52) = 29.04 \text{ KN.m}$
- $M_t^{BC} = \frac{1}{2}(1.2+0.3 \times 0.042) \times 48.40 = 29.34 \text{ KN.m}$

On prend : $M_t^{BC} = \mathbf{29.34 \text{ KN.m}}$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

Travée AB :

$$T_A = \left[\frac{q_u \times L_{AB}}{2} \right] + \left[\frac{M_B - M_A}{L_{AB}} \right] = \left[\frac{15.49 \times 5}{2} \right] + \left[\frac{-29.04 - (-14.52)}{5} \right]$$

T_A = 35.82 KN

$$T_B = \left[\frac{-q_u \times L_{AB}}{2} \right] + \left[\frac{M_B - M_A}{L_{AB}} \right] = \left[\frac{-15.49 \times 5}{2} \right] + \left[\frac{-29.04 - (-14.52)}{5} \right]$$

T_B = -41.62 KN

Travée BC :

$$T_B = \left[\frac{q_u \times L_{BC}}{2} \right] + \left[\frac{M_C - M_B}{L_{BC}} \right] = \left[\frac{15.49 \times 5}{2} \right] + \left[\frac{-14.52 - (-29.04)}{5} \right]$$

T_B = 41.62 KN

$$T_C = \left[\frac{-q_u \times L_{BC}}{2} \right] + \left[\frac{M_C - M_B}{L_{BC}} \right] = \left[\frac{-15.49 \times 5}{2} \right] + \left[\frac{-14.52 - (-29.04)}{5} \right]$$

T_C = -35,82 KN

Conclusion :

Le moment max aux appuis : **M_a^{max} = 29,04 KN.m**

Le moment max aux travées : **M_t^{max} = 29,34 KN.m**

L'effort tranchant max : **T^{max} = 41,62 KN**

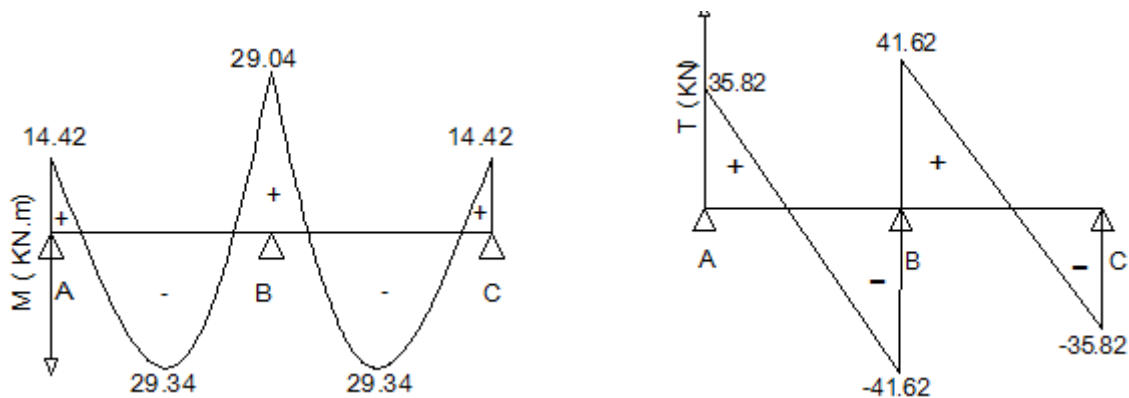


Figure III-6-6 : diagramme des efforts internes de la poutre reposant sur (03) appuis à l'ELU.

III-6-2-5- Ferrailage à L'ELU :• **Aux appuis :**

$$(M_a = 29,04 \text{ KN.m})$$

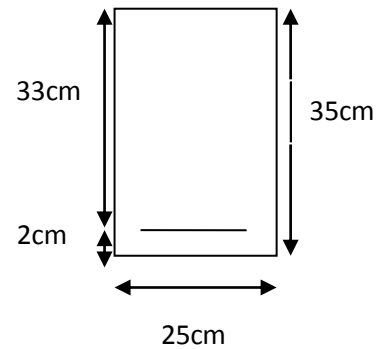
$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{29,04 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0,076$$

$$\mu_b = 0,076 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,076 \longrightarrow \beta = 0,960$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{29,04 \times 10^3}{0,960 \times 33 \times 348} = 2,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_a = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

• **En travée :**

$$(M_t = 29,34 \text{ KN.m})$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{29,34 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0,076$$

$$\mu_b = 0,076 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,076 \longrightarrow \beta = 0,960$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{29,34 \times 10^3}{0,960 \times 33 \times 348} = 2,66 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

III-6-2-6- Vérifications à l'ELU :**1. Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1 / BAEL 91)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 33 \times 2,1}{400} = 0,99 \text{ cm}^2$$

Aux appuis: $A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,99 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

En travée: $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,99 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

2. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

$$V_u^{\max} = 41,62 \text{ KN}$$

Ψ_s : coefficient de scellement

$$\Psi_s = 1,5 \text{ (barre de haute adhérence)}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum n_i} = \frac{41,62 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 113.04} = 1.23 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.23 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{C.V.} \quad (\text{pas de risque d'entraînement des barres})$$

3. Vérification au cisaillement (BAEL 91 /Art A.5.1) :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \{ 0,133f_{c28} ; 5\text{Mpa} \}$

$$V_u^{\max} = 41,62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{41,62 \cdot 10^3}{250 \cdot 330} = 0,50 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,133f_{c28} ; 5\text{Mpa} \} = \min \{ 0,133 \cdot 25 ; 5\text{Mpa} \} = 3,325 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,50 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,325 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

D'où aucune armature transversale n'est nécessaire.

4. Influence de l'effort tranchant :

▪ sur le béton :

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times b \times a \times f_{c28} / \gamma_b \quad ; \quad \text{avec : } a = 0,9 \times d$$

$$V_u^{\max} = 41,62 \text{ KN} \leq 0,4 \times 25 \times 0,9 \times 33 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 495 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

▪ Sur l'acier :

On doit vérifier que : $A_a > \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_a}{0,9d} \right)$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > \frac{1,15}{400} \left(41,62 + \frac{29,04}{0,9 \times 33} \right) = 0,12 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

5. Vérification de l'ancrage des barres (BAEL 91 modifié 99/Art A.6.1.3) :

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

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.

$L_c = 0,4L_s = 16,93$ cm, donc on prend: $L_c = 17$ cm

III-6-2-7- Calcul les armatures transversales :

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1 \right\}$$

h_t : hauteur totale de la poutre ($h_t=35$ cm).

Φ_1 : diamètre maximal des armatures longitudinales.

B : largeur de la poutre ($b=25$ cm).

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{350}{35}; \frac{250}{10}; 12\text{mm} \right\} = 10\text{mm}$$

On opte pour un cadre et un étrier en **HA8**.

- **L'espacement maximal des armatures transversales :**

$$S_t^{\max} \leq \min \{0,9d; 40\text{cm}\}$$

$$S_t^{\max} \leq \min \{0,9 \times 33\text{cm}; 40\text{cm}\} = 29,7\text{cm}.$$

Soit $S_t^{\max} = 25$ cm.

- **La section minimale d'armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4\text{Mpa}$$

$$A_t^{\min} = \frac{0,4b \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 25 \times 25}{400} = 0,625 \text{ Mpa} < A_{\text{adoptée}} = 3,15\text{cm}^2.$$

◆ Exigence du RPA99(Art.7.5.2) d'espacement entre les barres :

1. Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute la section.

$$A_l = A_t + A_a = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 3,39 + 3,39 = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$0,5 \% \text{ de la section} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 6,78 \text{ cm}^2 > 0,5 \% \text{ de la section} = 4,375 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

2. Armatures transversales :

- En zone nodale (appuis) :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \left\{ \frac{35}{4} = 8.75\text{cm} ; 12 \times 0.8 = 9.6\text{cm} \right\} = 8,75\text{cm}$$

Soit $S_t = 8\text{cm}$

- En zone courante (travée) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\text{cm} ; \text{ soit } S_t = 17\text{cm}$$

➤ **Quantité d'armature transversale :**

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 17 \times 25$$

$$A_t = 3.39\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 1,275 \text{ cm}^2$$

III-6-2-8- Calculs à l'ELS :

➤ **Combinaison des charges :**

$$q_s = G + Q = (G_1 + G_2 + G_3) + Q$$

$$q_s = (2,19 + 7,10 + 1.64) + 0,49 = 10,93 + 0,49 = 11,42 \text{ kn / ml}$$

$$q_s = 11,42 \text{ KN / ml}$$

➤ **Calcul des moments isostatique M_{0i} :**

$$M_o = \frac{q_s L^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{11.42 \times 5^2}{8} = 35.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{11.42 \times 5^2}{8} = 35.68 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 35.68 = 10.70 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.6 \text{ Max } (M_{01}, M_{02}) = 0.6 \times 35.68 = 21.41 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.3 M_{02} = 0.3 \times 35.68 = 10.70 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travée :**

Travée de rive (AB) :

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

- $M_t^{AB} \geq \max \{(1+0.3 \times 0.042) \times 35.68 ; 1.05 \times 35.68\} - \frac{1}{2}(10.70+21.41) = 21.41 \text{ KN.m}$
- $M_t^{AB} \geq \frac{1}{2}(1.2+0.3 \times 0.042) \times 35.68 = 21.63 \text{ KN.m}$

On prend : $M_t^{AB} = 21.63 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire (BC) :

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq \max \{(1 + 0.3\alpha)M_{02} ; 1.05M_{02}\} - \frac{1}{2}(M_B + M_C) \\ M_{tBC} \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_{02} \end{cases}$$

- $M_t^{BC} \geq \max \{(1+0.3 \times 0.042) \times 35.68 ; 1.05 \times 35.68\} - \frac{1}{2}(21.41+10.70) = 21.41 \text{ KN.m}$
- $M_t^{BC} \geq \frac{1}{2}(1.2+0.3 \times 0.042) \times 35.68 = 21.63 \text{ KN.m}$

On prend : $M_t^{BC} = 21.63 \text{ KN.m}$

➤ Calcul des efforts tranchants :

Travée AB :

$$T_A = \left[\frac{q_s \times L_{AB}}{2} \right] + \left[\frac{M_B - M_A}{L_{AB}} \right] = \left[\frac{11.42 \times 5}{2} \right] + \left[\frac{-21.41 - (-10.70)}{5} \right]$$

$$T_A = 26.40 \text{ KN}$$

$$T_B = \left[\frac{-q_u \times L_{AB}}{2} \right] + \left[\frac{M_B - M_A}{L_{AB}} \right] = \left[\frac{-11.42 \times 5}{2} \right] + \left[\frac{-21.41 - (-10.70)}{5} \right]$$

$$T_B = -30.69 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \left[\frac{q_s \times L_{BC}}{2} \right] + \left[\frac{M_C - M_B}{L_{BC}} \right] = \left[\frac{11.42 \times 5}{2} \right] + \left[\frac{-10.70 - (-21.41)}{5} \right]$$

$$T_B = 30.69 \text{ KN}$$

$$T_C = \left[\frac{-q_u \times L_{BC}}{2} \right] + \left[\frac{M_C - M_B}{L_{BC}} \right] = \left[\frac{-11.42 \times 5}{2} \right] + \left[\frac{-10.70 - (-21.41)}{5} \right]$$

$$T_C = -26.40 \text{ KN}$$

Conclusion :

Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 21.41 \text{ KN.m}$

Le moment max aux travées : $M_t^{\max} = 21.63 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant max : $T^{\max} = 30.69 \text{ KN}$

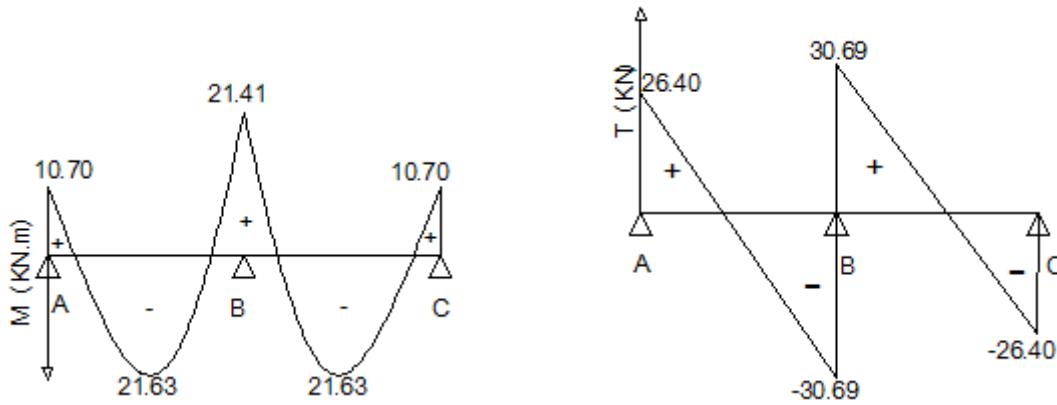


Figure III-6-7 : diagramme des efforts internes de la poutre reposant sur (03) appuis à l'ELS.

III-6-2-9- Vérifications à l'ELS :

1. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

a) 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.

b) l'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2) :

La fissuration étant peu nuisible, On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Aux appuis ($M_a^s = -21.41 \text{ KN.m}$):**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 33} = 0.410$$

$$\rho_1 = 0.410 \rightarrow \beta_1 = 0.902$$

$$K_1 = 36.02$$

- La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^s}{A \beta_1 d} = \frac{21.41 \times 10^3}{3.39 \times 0.902 \times 33} = 212,17 \text{ Mpa}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{212,17}{36,02} = 5,89 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,89 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ En travée ($M_t^s = 21.63 \text{ KN.m}$):

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0.410$$

$\rho_1 = 0.410$; par interpolation on aura $\longrightarrow \beta_1 = 0.902$
 $K_1 = 36.02$

- La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{A \beta_1 d} = \frac{21.63 \times 10^3}{3,39 \times 0,902 \times 33} = 214.35 \text{ Mpa}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{214.35}{36,02} = 5,95 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 5,95 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

2. Vérification de la flèche :

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{35}{500} = 0.07 > \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{35}{500} = 0.07 < \frac{21.63}{10 \times 35.68} = 0.06 \longrightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{25 \times 33} = 0,0041 < \frac{4,2}{400} = 0,01 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc nous devons procéder au calcul de la flèche et vérifier que :

$$F = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \cdot l^4}{E_v \cdot I} \leq \overline{F} = \frac{L}{500} = \frac{5000}{500} = 10 \text{ mm.}$$

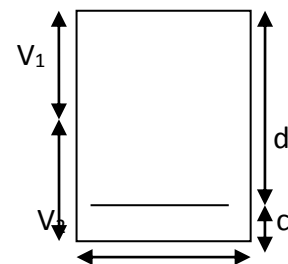
Avec :

- $q_s = 11,42 \text{ KN/ml}$.
- E_v : module de déformation diffère
 $E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ Mpa}$
- I : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.
- \overline{F} : la flèche admissible.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2 ; \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : moment statique de la section homogène

$$S_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d = \frac{25 \times (35)^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 33 = 16990.55 \text{ cm}^3$$



B_0 : surface de la section homogène.

b

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t = (25 \times 35) + (15 \times 3.39) = 925.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec: } V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \longrightarrow V_1 = \frac{16990.55}{925.85} = 18.35 \text{ cm}$$

$$\text{Et } V_2 = h - V_1 \longrightarrow V_2 = 35 - 18.35 = 16.65 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$I = \frac{25}{3}(18.35^3 + 16.65^3) + 15 \times 3.39 \times (16.65 - 2)^2$$

$$I = 100868,65 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{5}{384} \times \frac{11,42 \times (5)^4}{10818.86 \times 10^3 \times 100868,65 \times 10^{-8}} = 0,0085 \text{ m} = 8,5 \text{ mm.}$$

$$F = 8,5 \text{ mm} < \bar{F} = 10 \text{ mm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Après tous les calculs et toutes les vérifications effectuées, on adopte les sections d'armatures suivantes :

- **Aux appuis :** 3HA12 = 3.39 cm².
- **En travée :** 3HA12 = 3.39 cm².

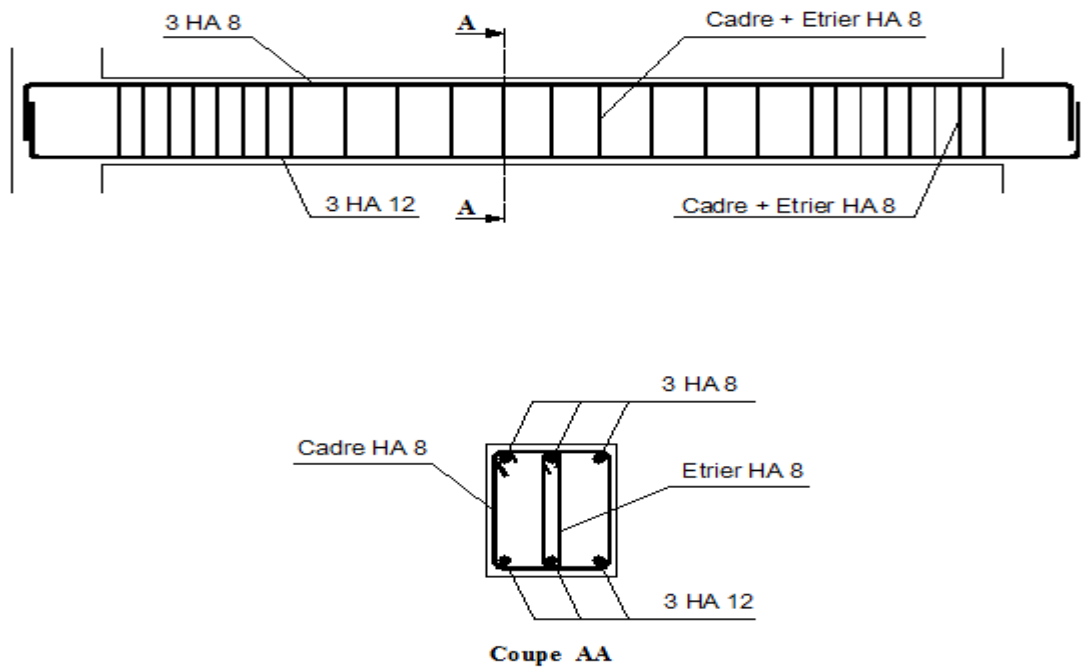


Figure III-6-8 : Ferrailage de la poutre de chaînage reposant sur deux appuis.

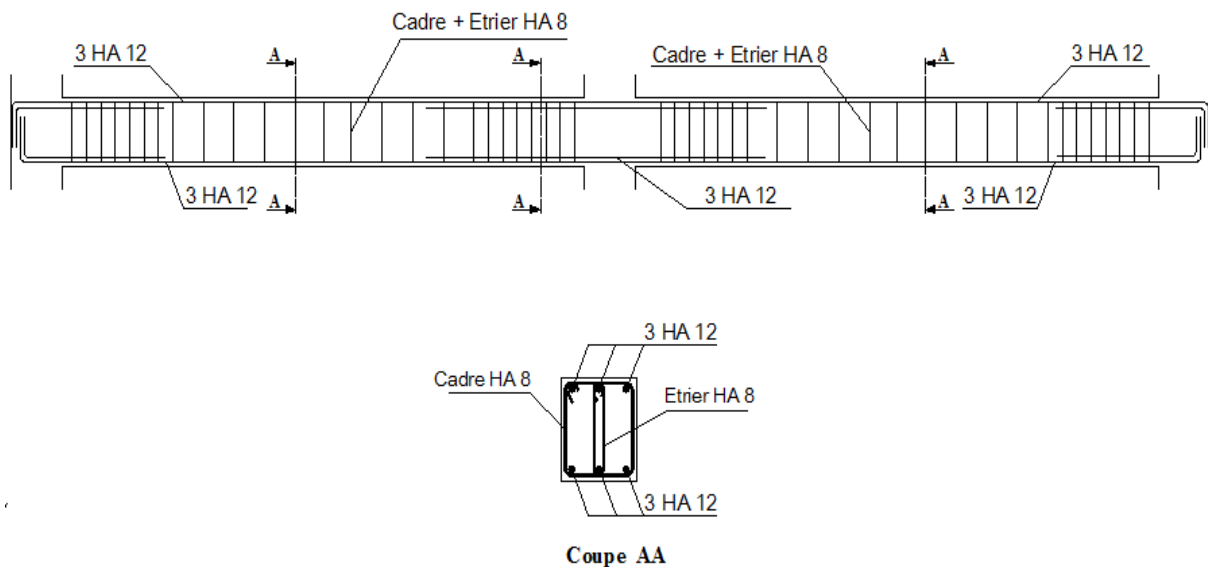


Figure III-6-9 : Ferrailage de la poutre de chaînage reposant sur trois appuis.

III-7- Calcul de la salle machine :

III-7-1- Introduction :

Un ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers les différents étages de l'immeuble.

Les ascenseurs (ou monte-charges) 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 ($1.65 \times 1.80 = 2.97 \text{m}^2$); 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/m^2** .

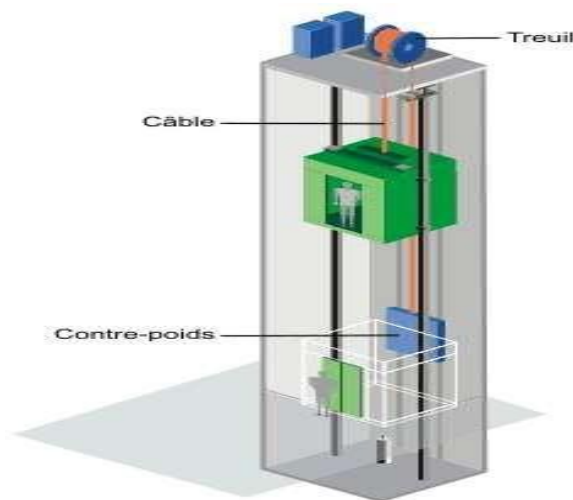


Figure III-7-1 : Salle machine.

III-7-2- Calcul de la dalle pleine :

- Hypothèses :

-La dalle est coulée sur place liée par des amorces.

-La machine est centrée au milieu.

-Pour le calcul de cette dalle on utilisera les abaques de PIGEAUD.

III-7-2-1- Dimensionnement :

La dalle n'est pas continue.

$$L_x=165 \text{ cm}; L_y=180 \text{ cm} \rightarrow S= 2.97 \text{ m}^2$$

$$H_t = \frac{l_x}{30} = \frac{165}{30} = 5.5 \text{ cm}$$

NB: le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$, ainsi, nous adoptons une hauteur: $h_t = 15 \text{ cm}$

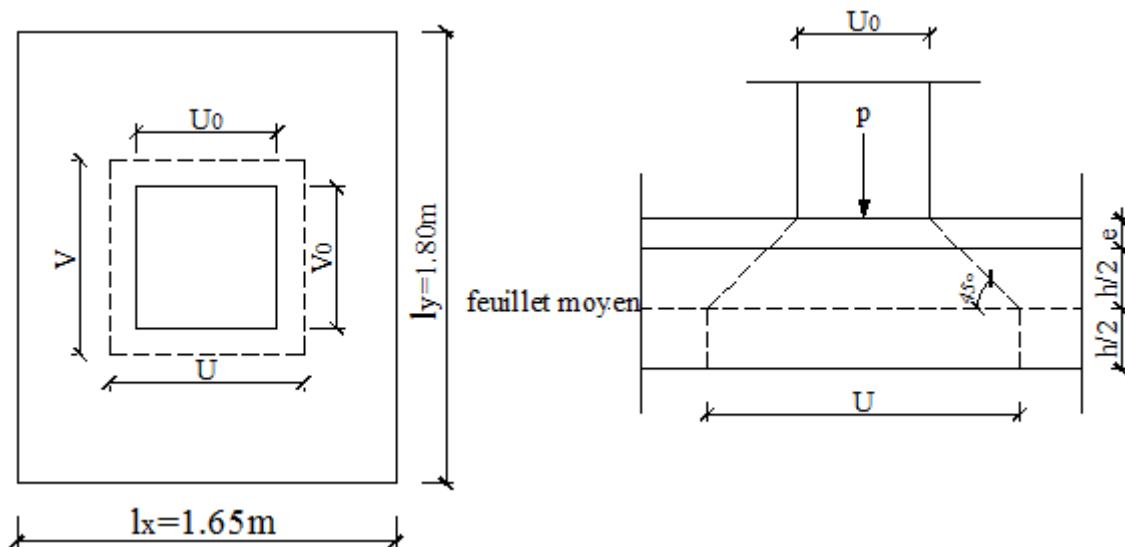


Figure III-7-2: diffusion de la charge au niveau du feuillet moyen.

Épaisseur de la dalle : $e_p = 15 \text{ cm}$

Épaisseur du revêtement : $e = 5 \text{ cm}$

$$P = \frac{l_x}{l_y} = \frac{165}{180} = 0.916 \rightarrow 0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} = 0.91 \leq 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux directions.}$$

Nous avons : $U = U_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0$

$V = V_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0$

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$)

ξ : coefficient dépendant de la nature de revêtement ($\xi = 1$)

e : épaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$)

$(U_0 \times V_0)$: surface de contact ($V_0 = 80 \text{ cm}$; $U_0 = 80 \text{ cm}$)

$(U \times V)$: surface d'impact au niveau du feuillet moyen

$$\text{Donc : } V = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$U = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm}$$

III-7-2-2- Détermination des sollicitations :➤ **À L'ELU :**

Poids propre de la dalle $G=0.15 \times 25 \times 1=3.75$ KN/ml

La charge d'exploitation Q est prise égale à 1 KN/ml

$P_u=1.35 \times P = 1.35 \times 100= 135$ KN (charge concentrée du système de levage)

$q_u=1.35 G+1.5 Q = 1.35 \times 3.75+1.5 \times 1=6.56$ KN/ml (charge uniformément répartie).

➤ **À L'ELS :**

$P_s=P=100$ KN/ml

$q_s=G+Q=3.75+1=4.75$ KN/ml

III-7-2-3- Calcul à l'état limite ultime (ELU):➤ **Les moments M_{x1} , M_{y1} 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 :

$$M_{x1}= P_u (M_1+vM_2) \quad ; \quad M_{y1}=P_u (M_2+vM_1)$$

$$v: \text{coefficient de poisson} \begin{cases} v = 0 \text{ à l'ELU} \\ v = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : coefficients données en fonction de $(\rho ; \frac{u}{l_x} ; \frac{v}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.65}{1.80} = 0.9 \quad ; \quad \frac{u}{l_x} = 0.63 \quad ; \quad \frac{v}{l_y} = 0.58$$

$$\textcircled{1} \begin{cases} \frac{u}{l_x} = 0.6 \\ \frac{v}{l_y} = 0.5 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M'_1 = 0.089 \\ M'_2 = 0.073 \end{cases}$$

$$\textcircled{2} \begin{cases} \frac{u}{l_x} = 0.7 \\ \frac{v}{l_y} = 0.6 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M''_1 = 0.077 \\ M''_2 = 0.062 \end{cases}$$

$$\text{Après interpolation on obtient : } \begin{cases} M_1 = 0.0854 \\ M_2 = 0.0642 \end{cases}$$

Système de levage :

À l'ELU: $M_{x1} = P_u \cdot M_1$ et $M_{y1} = P_u \cdot M_2$

$$M_{x1}=P_u \cdot M_1=135 \times 0,0854 = 11,53\text{KN.m}$$

$$M_{y1}=P_u \cdot M_2=135 \times 0,0642 = 8,67\text{KN.m}$$

Dalle pleine :➤ **Calcul de M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine :**

Nous avons : $0.4 \leq \rho = 0.91 \leq 1 \rightarrow$ 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 :

$$\begin{cases} M_{x^2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y^2} = \mu_y \cdot M_{x^2} \end{cases}$$

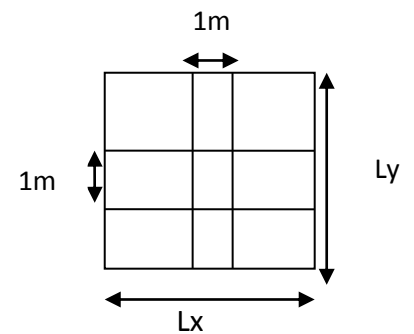
Avec :

$$\begin{cases} M_{x^2} : \text{le moment fléchissant dans le sens de } L_x \\ M_{y^2} : \text{le moment fléchissant dans le sens de } L_y \\ \mu_x \text{ et } \mu_y : \text{coefficients données en fonction de } \rho \text{ et } \theta \end{cases}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} \rho = 0.91 \\ \nu = 0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0448 \\ \mu_y = 0.798 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0448 \times 6.36 \times 1.65^2 = 0,78 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0.798 \times 0.78 = 0,62 \text{KN.m}$$

➤ **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.53 + 0.78 = \mathbf{12,31 \text{KN.m}}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.67 + 0.62 = \mathbf{9,29 \text{KN.m}}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de **5% (0.95)** en travée et **(0.3)** aux appuis.

• **Sens L_x :**

$$\text{En travées : } M_x^t = 0.85 \times 12.31 = \mathbf{10,46 \text{KN.m}}$$

$$\text{Aux appuis : } M_x^a = -0.3 \times 12.31 = \mathbf{-3,69 \text{KN.m}}$$

• **Sens L_y :**

$$\text{En travées : } M_y^t = 0.85 \times 9.29 = \mathbf{7,89 \text{KN.m}}$$

$$\text{Aux appuis : } M_y^a = -0.3 \times 9.29 = \mathbf{-2,78 \text{KN.m}}$$



Figure III-7-3: les moments aux appuis et en travée dans les deux sens XX et YY à l'ELU.

III-7-3- Ferrailage :

Les armatures dans le sens de la petite portée (X-X):

➤ **En travée :**

$$M_{x^t} = 10,46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{x^t}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.46 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.044$$

$$\mu_b = 0.044 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A } 2 \text{ cm}$$

$$\mu_b = 0.044 \rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_t = \frac{M_{x^t}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{10.46 \times 10^3}{0.978 \times 13 \times 348} = 2.36 \text{ cm}^2$$

Soit une section de : **4HA10 = 3.14 cm² ; s_t=25 cm**

➤ **Aux appuis :**

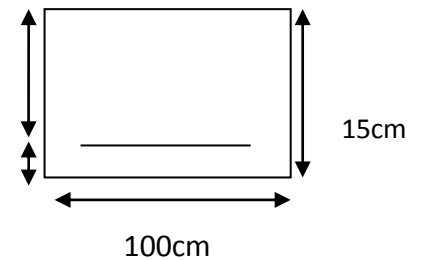
$$M_{x^a} = -3.69 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{x^a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3.69 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.016 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.016 \rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_{st} = \frac{M_{x^a}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.69 \times 10^3}{0.992 \times 13 \times 348} = 0.82 \text{ cm}^2$$

Soit une section de : **4HA8 = 2.01 cm² ; s_t=25 cm**



Les armatures dans le sens de la grande portée (Y-Y) :

➤ **En travée :**

$$M_y^t = 7.89 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.89 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.032$$

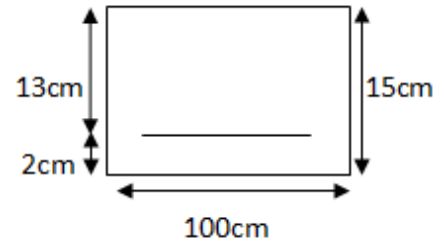
$$\mu_b = 0.032 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.032 \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{7.89 \times 10^3}{0.984 \times 13 \times 348} = 1.77 \text{ cm}^2$$

Soit une section de : **4HA10=3.14 cm² ; S_t=25 cm**



➤ **Aux appuis :**

$$M_x^a = -2.78 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2.78 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.012 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.012 \rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.78 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.61 \text{ cm}^2$$

Soit une section de : **4HA8=2.01 cm² ; s_t=25 cm**

III-7-4- Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Sens x-x: $\begin{cases} A_x^t = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \dots \text{Condition vérifiée}$

Sens y-y: $\begin{cases} A_y^t = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \dots \text{Condition vérifiée}$

2. Espacement des armatures : (BAEL modifié 99/ Art A.8.2.42):

La fissuration est non préjudiciable

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées)

- **Direction la plus sollicitée :**

$$S_t \leq \min(2h_t, 25 \text{ cm}) = \min(30 \text{ cm}; 25 \text{ cm})$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Direction perpendiculaire :**

$$S_t \leq \min(3h_t; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

3. Vérfications de non poinçonnement (Art A.5.2.42/ BAEL) :

On admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite :

$$q_u \leq 0.045 \mu_c h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

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.

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(1.05+1.05) = 4.2 \text{ m}$$

$$q_u = 1.35 \times 100 = 135 \text{ KN} \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

4. Vérfication de la contrainte tangentielle : (BAEL modifié 99/Art A.5.5.2) :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

- Au milieu de "U" nous avons :

$$T_u = \frac{pu}{2u+v} ; \text{ avec } p_u = 135 \text{ KN.}$$

$$T_u = \frac{135}{2 \times 1.05 + 1.05} \times 1 \text{ ml} = 42.857 \text{ kN}$$

- Au milieu de "V" nous avons :

$$T_u = \frac{pu}{3v} = \frac{135}{3 \times 1.05} \times 1 \text{ ml} = 42.857 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{42.857 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.317 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \cdot \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.317 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 1.167 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III-7-5- Calcul à l'état limite de service (ELS):

- Les moments M_{x1} , M_{y1} engendré par le système de levage :

$$M_{x1} = P_s(M_1 + vM_2)$$

$$M_{y1} = P_s(M_2 + vM_1)$$

$$P_s = P = 100 \text{ KN} ; v = 0.2 \text{ (à l'ELS)}$$

$$M_1 = 0.0854; M_2 = 0.0642$$

$$M_{x1} = 100 \times (0.0854 + 0.2 \times (0.0642)) = 9,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 100 \times (0.0642 + 0.2 \times (0.0854)) = 8,12 \text{ KN.m}$$

- Calcul de M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine :

$$\rho = 0.91 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0448 \\ \mu_y = 0.798 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$q_s = G + Q = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0448 \times 4.75 \times 1.65^2 = 0,58 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.798 \times 0.58 = 0,46 \text{ KN.m}$$

- Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.82 + 0.58 = 10,4 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.12 + 0.46 = 8,58 \text{ KN.m}$$

- Sens L_x :

$$\text{En travée : } M_x^t = 0.85 \times 10.4 = \mathbf{8,84 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Aux appuis : } M_x^a = -0.3 \times 10.4 = \mathbf{-3,12 \text{ KN.m}}$$

- Sens L_y :

$$\text{En travée : } M_y^t = 0.85 \times 8.58 = \mathbf{7,29 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Aux appuis : } M_y^a = -0.3 \times 8.58 = \mathbf{-2,57 \text{ KN.m}}$$

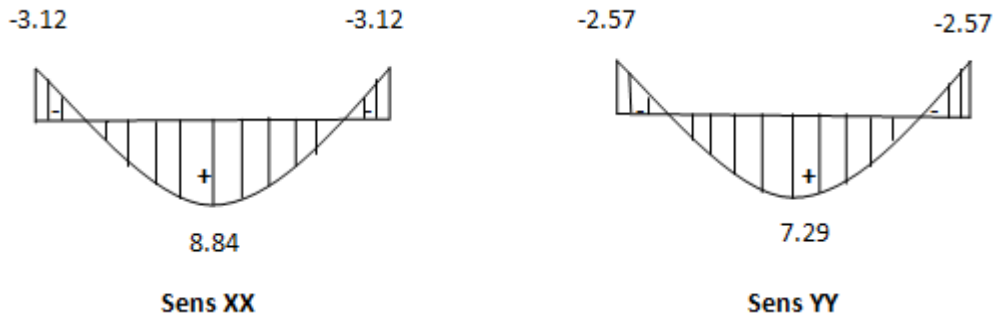


Figure III-7-4 : Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens XX et YY à l'ELS.

III-7-6- Vérification à l'ELS :

1. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta \times d \times A}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k} \times \sigma_s ; \rho = \frac{100 A}{bd}$$

- **Aux appuis :**

Sens x-x ($M_x^a = -3,12 \text{ KN.m}$) :

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0,155$$

$$\rho_1 = 0.155 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,935 \\ K_1 = 61.92 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_x^a}{A \beta_1 d} = \frac{3.12 \times 10^3}{2,01 \times 0,935 \times 13} = 127.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{127.7}{61.92} = 2.06 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.06 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée

Sens y-y ($M_y^a = -2,57 \text{ KN.m}$) :

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0,155$$

$$\rho_1 = 0.155 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,935 \\ K_1 = 61.92 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{My^a}{A\beta_1 d} = \frac{2.57 \times 10^3}{2,01 \times 0,935 \times 13} = 105.19 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{105.19}{61.92} = 1.69 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 1.69 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \Rightarrow$ condition vérifiée

- **En travée :**

Sens x-x ($M_x^t = 8,84 \text{ KN.m}$) :

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,242$$

$$\rho_1 = 0.242 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.921 \\ K_1 = 48.29 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_x^t}{A\beta_1 d} = \frac{8.84 \times 10^3}{3.14 \times 0.921 \times 13} = 235,13 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{235.13}{48.29} = 4.80 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 4.80 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \Rightarrow$ condition vérifiée

Sens y-y ($M_y^t = 7,29 \text{ KN.m}$) :

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,242$$

$$\rho_1 = 0.242 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,921 \\ K_1 = 48.29 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_y^t}{A\beta_1 d} = \frac{7.29 \times 10^3}{3.14 \times 0,921 \times 13} = 193.90 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{193.90}{48.29} = 4.015 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 4.015 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \Rightarrow$ condition vérifiée

2. Vérification de la flèche :

On peut se dispenser de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{lx} \geq \frac{M_x^t}{20.M_x}$
- $\frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{fe}$

$$1) \frac{h}{l_x} = \frac{15}{165} = 0.09 \geq \frac{M_x^t}{20.M_x} = \frac{0,85.8,84}{20.10,4} = 0.0425 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_x}{b.d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.005 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire dans notre cas.

Conclusion :

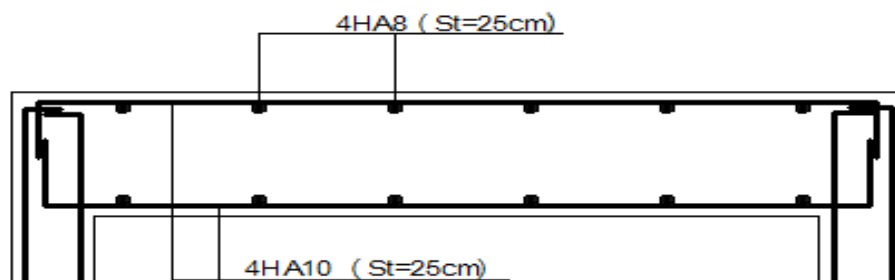
Après tous les calculs et toutes les vérifications effectuées, on adopte les sections d'armatures suivantes :

Dans le sens X-X :

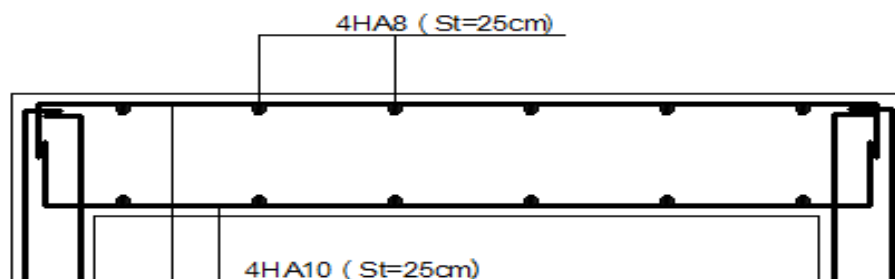
- Aux appuis: 4HA8= 2.01 cm² ; st=25cm
- En travée: 4HA10=3.14 cm² ; st=25cm

Dans le sens Y-Y :

- Aux appuis: 4HA8=2.01 cm² ; st=25cm
- En travée: 4HA10=3.14 cm² ; st=25cm



Sens X-X



Sens Y-Y

Figure III-7-5 : Plan de ferrailage de la salle machine.

Chapitre IV

Modélisation et Présentation Du Logiciel ROBOT

IV- Modélisation et présentation de logiciel ROBOT :

IV-1- Introduction :

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer les failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre le en exergue comportement dynamique de l'ouvrage.

IV-2- 1^{ère} Partie : Présentation du logiciel Robot Structurale Analyse Professional 2018.

IV-2-2- Introduction :

Le logiciel **Robot Structurale Analyse**, est un progiciel CAO/DAO destiné à dimensionner, modéliser et analyser les différents types de structure (treillis, portique, plaque, coque, élément volumique, etc.) en utilisant la méthode d'analyse MEF.

C'est un logiciel révolutionnaire car il peut calculer des structures à un nombre de barre de nœud illimités. Il permet d'effectuer des analyses statiques et dynamique ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires, adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules d'assemblage de ferrailage de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existantes.

Pour faciliter le travail de l'ingénieur, il dispose d'un vaste ensemble d'outils qui simplifiant l'étude des structures.

Les caractéristiques principales du logiciel Robot sont les suivants :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO).
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (effort, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.)
- Possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture multithread).
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure.

- Possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier. Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

IV-2-2- Manipulation du logiciel :

➤ **Lancement du programme Robot :**

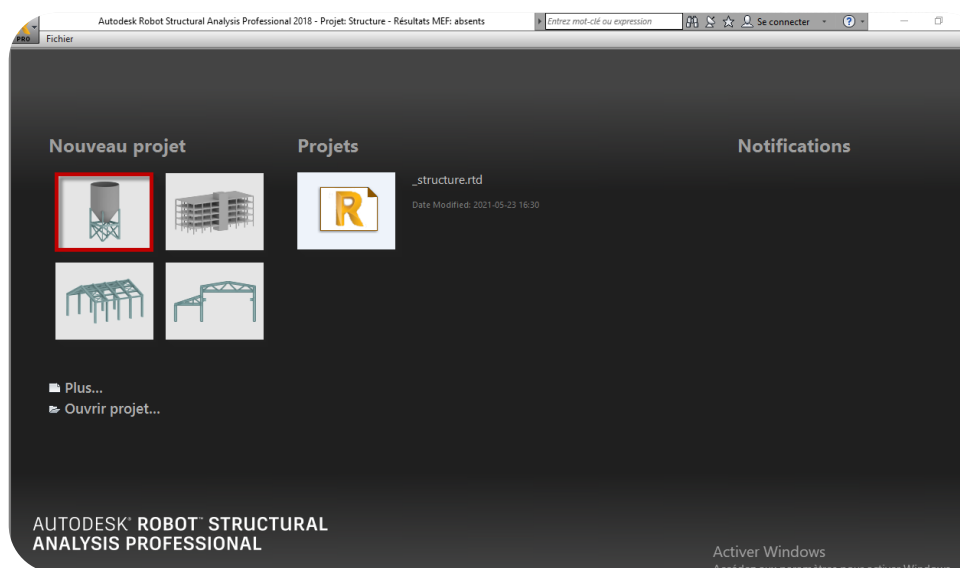
Lors de l'installation du logiciel Robot, le programme d'installation crée une icône sur le bureau de l'ordinateur qui est destinée à lancer le logiciel en effectuant un double clic, ou par un clic sur le bouton droit de la souris, puis clic sur « **ouvrir** ».



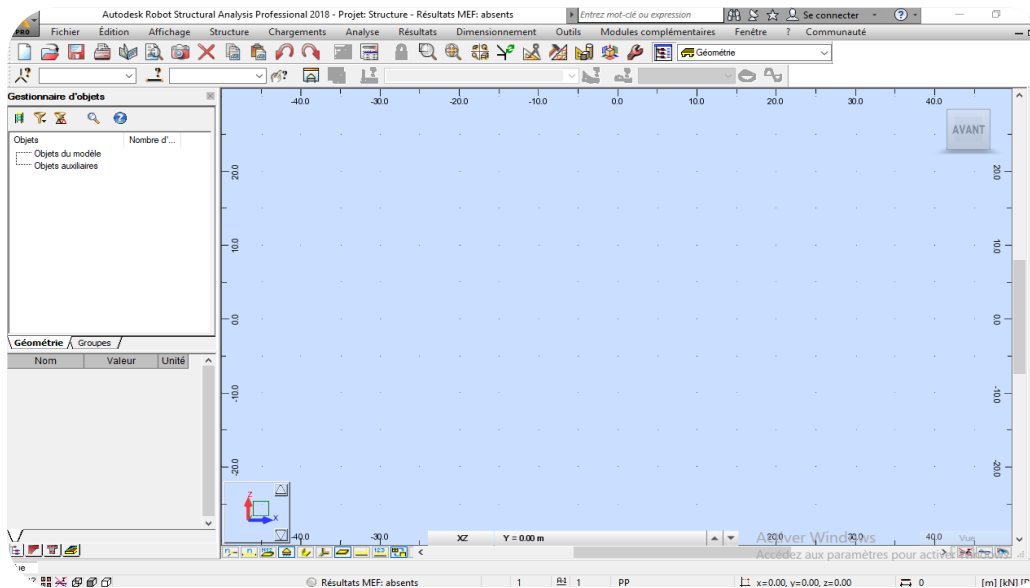
➤ **Choix du type de la structure :**

Après le lancement du programme Robot, la fenêtre ci-dessous s'affiche pour choisir le type de structure à étudier.



- Dans notre cas on choisira le type « Coque » pour l'étude de notre structure.



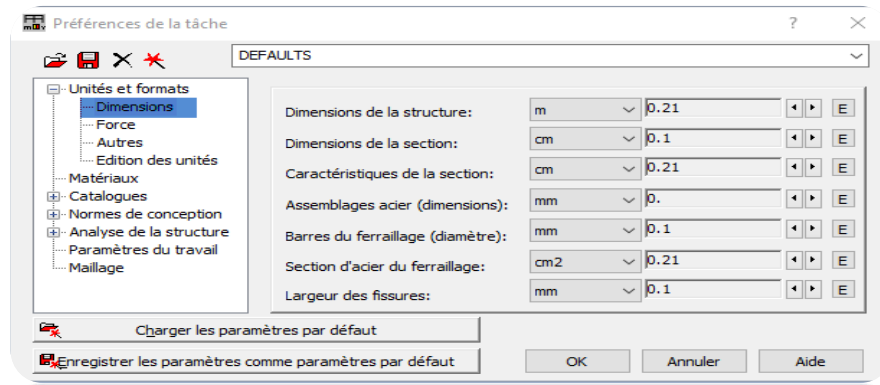
- La nouvelle affaire s'affiche :



➤ Configuration des préférences de l'affaire :

Dans le menu « **outils** » on choisit « **préférence de la tâche** », ou à partir de la barre d'outils on clic sur  l'icône puis sur  pour définir les différents paramètres
Tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire.

La boite de dialogue « **préférence de la tâche** » s'affiche, on peut alors les configurer :

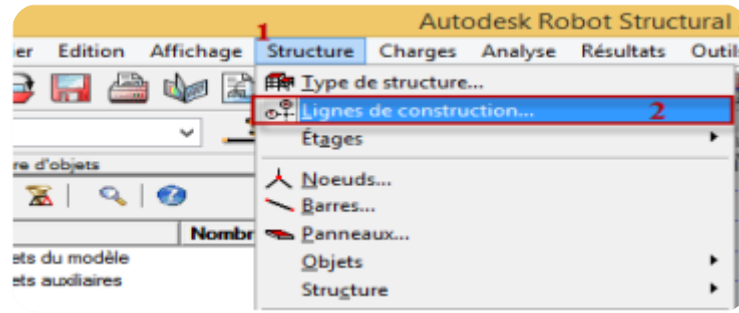


➤ Lignes de construction :

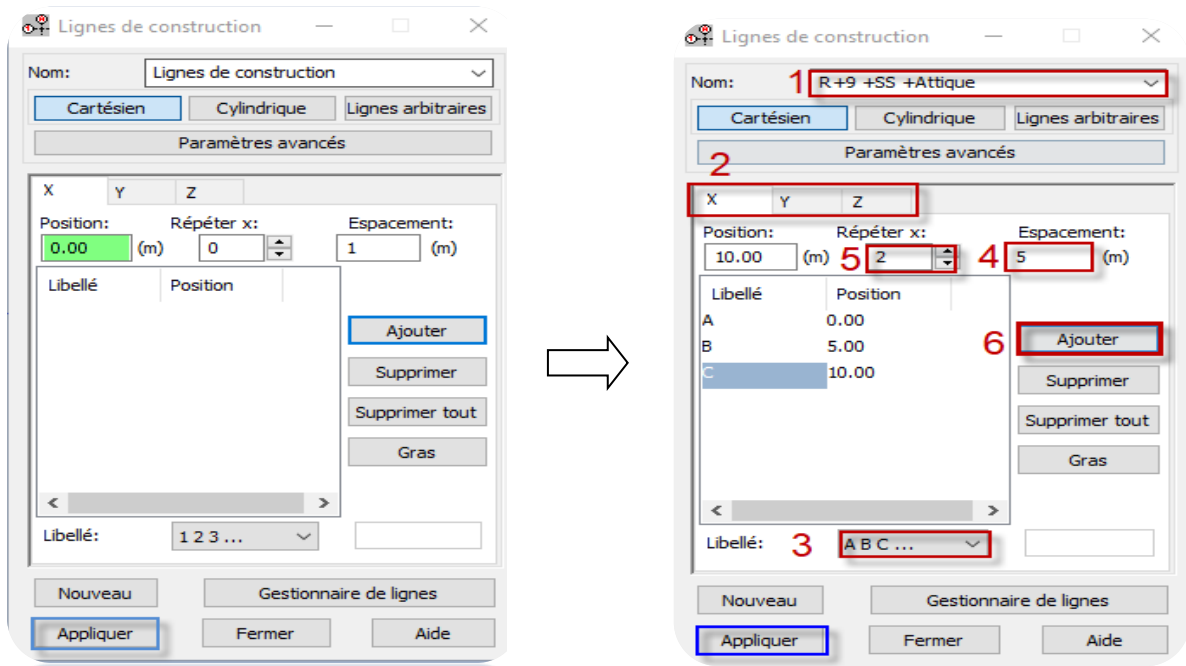
La commande qui sert à définir les lignes de construction est accessible par : Le menu déroulant

« **Structure** » commande « **lignes de construction** ».

Ou par la barre d'outils, icône



La boîte de dialogue suivante s'affiche :




On commence par choisir l'axe des lignes de construction « X, Y, Z », puis on introduit les distance entre les lignes et leurs nombres de répétition, puis on clique sur « insérer ».

Avant de finir l'introduction des lignes de construction, on donne un nom au projet et le libellé des lignes selon chaque axe « 1 2 3 ; A B C ; » puis on clique sur « appliquer ».

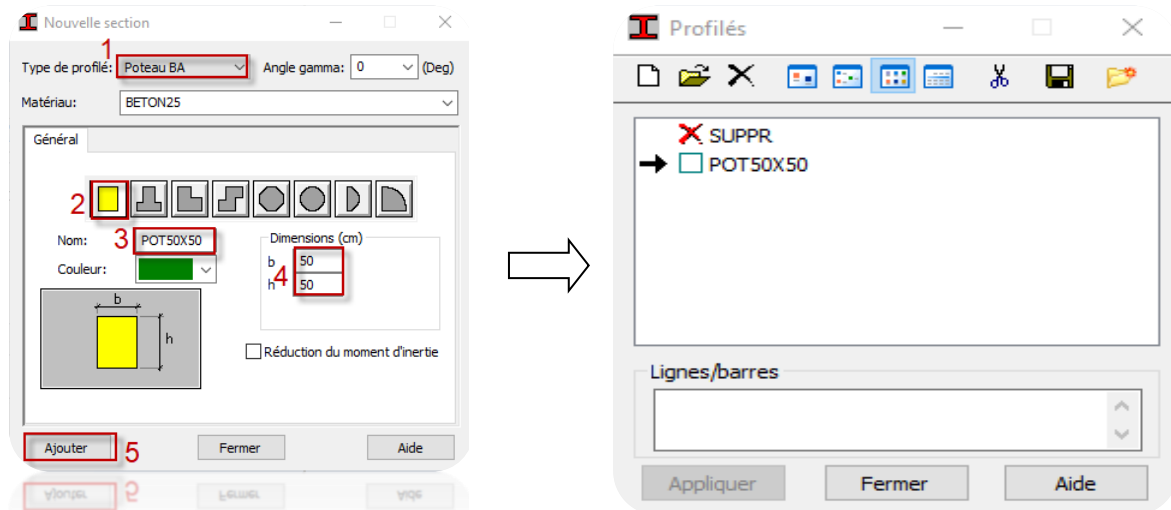
➤ Définition des sections poteaux et poutres (Profils des barres) :

Cette étape nous permet de définir les différentes sections transversales des éléments barre qui existent dans la structure.

A partir du menu déroulant « structure », « caractéristiques » puis « profils des barres ».


Ou bien en cliquant sur l'icône  dans la barre d'outils vertical à droite de l'écran.

Une boîte dialogue apparait, on clique sur « Définir un nouveau profilé », on choisit le type et la géométrie de notre profilé afin d'introduire ses dimensions.



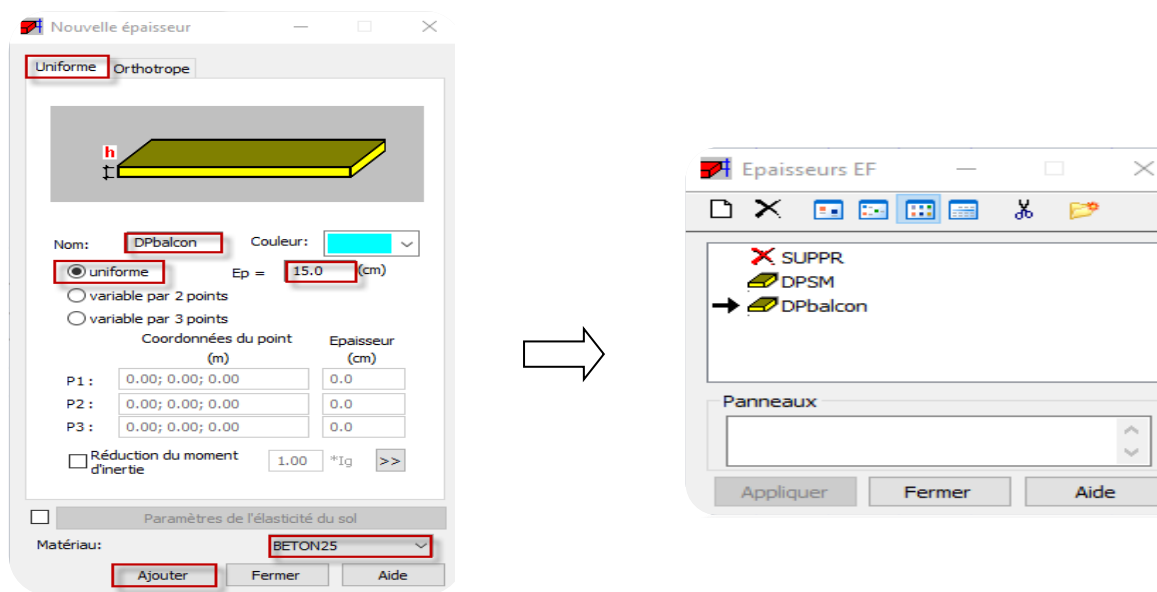
➤ **Définition des éléments panneaux :**

A partir du menu déroulant « **structure** », « **caractéristiques** » puis « **Épaisseur EF...** ».

Ou bien en cliquant sur l'icône  dans la barre d'outils vertical à droite de l'écran.

Une boîte de dialogue apparaît, après un clic sur « **définir nouvelle épaisseur** » et sur l'onglet


« **Uniforme** » on introduit le nom, l'épaisseur et sa variation ainsi que le matériau du panneau

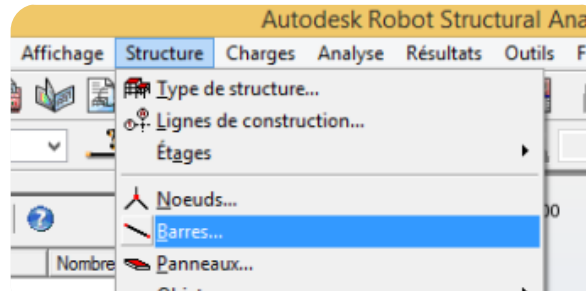


➤ **Affectation des éléments barre (poteaux ; poutres) :**

La commande est accessible :

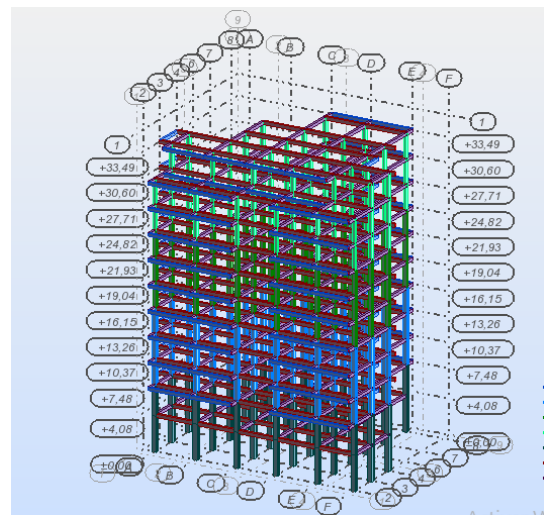
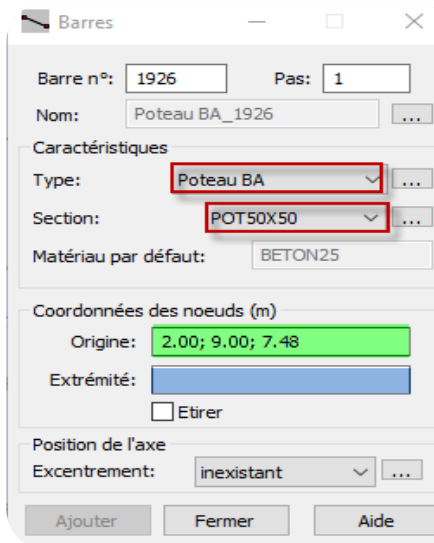
Par le menu déroulant « **Structures** », commande « **Barres** »

Ou bien Par la barre d'outils, icône 



Une boite de dialogue s'affiche,


On choisit l'élément (poutre, poteau) et sa section, puis on les affecte suivant les lignes de construction.



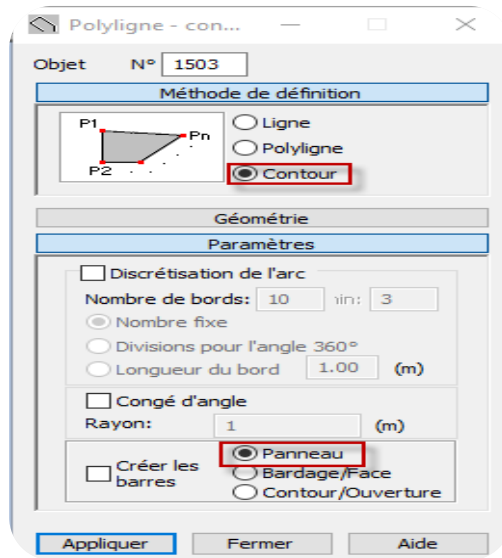
➤ **Affectation des éléments surfaciques (Dalle pleine, Escalier, Voiles) :**

La commande Panneaux sert à définir les panneaux dans la structure, elle est accessible.

Par le menu déroulant « **Structures** », commande « **Panneaux** ».

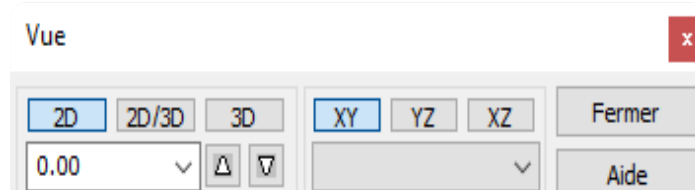
Ou bien par la barre d'outils, icône 


Avant de modéliser les éléments surfaciques, on crée leurs lignes de construction. On doit, pour cela, définir les contours des éléments surfaciques. On clique sur l'icône « **Poly ligne-contour** » et on coche la case « **Contour** » ainsi que la case « **Panneau** » du bouton « **Paramètres** ».



➤ **Encastrement de la structure :**

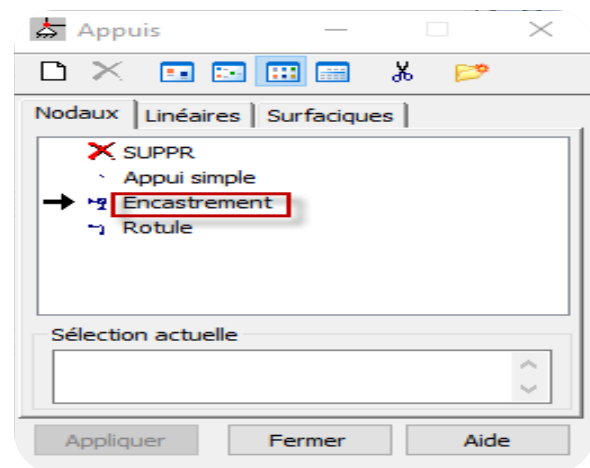
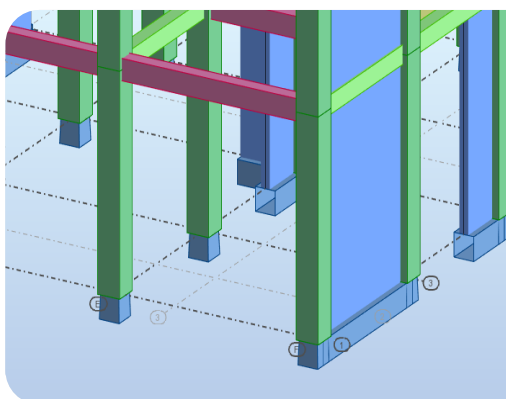
Afficher la structure en vue XY, on clique sur la case du repère et dans la boîte de dialogue « **Vue** » qui apparaît, on peut choisir de visualiser la structure en 2D.



Pour bloquer le mouvement des nœuds à la base de la structure on les sélectionne puis dans le menu « **Structure** », on choisit « **Appuis** ». Ou bien à partir de la barre d’outils, icône 

Dans la boîte de dialogue « **Appuis** », on clique sur l’onglet « **Nodaux** » puis sur « **Encastrement** ».

Pour encastrer la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l’onglet « **Linéaires** » puis « **Encastrement** »

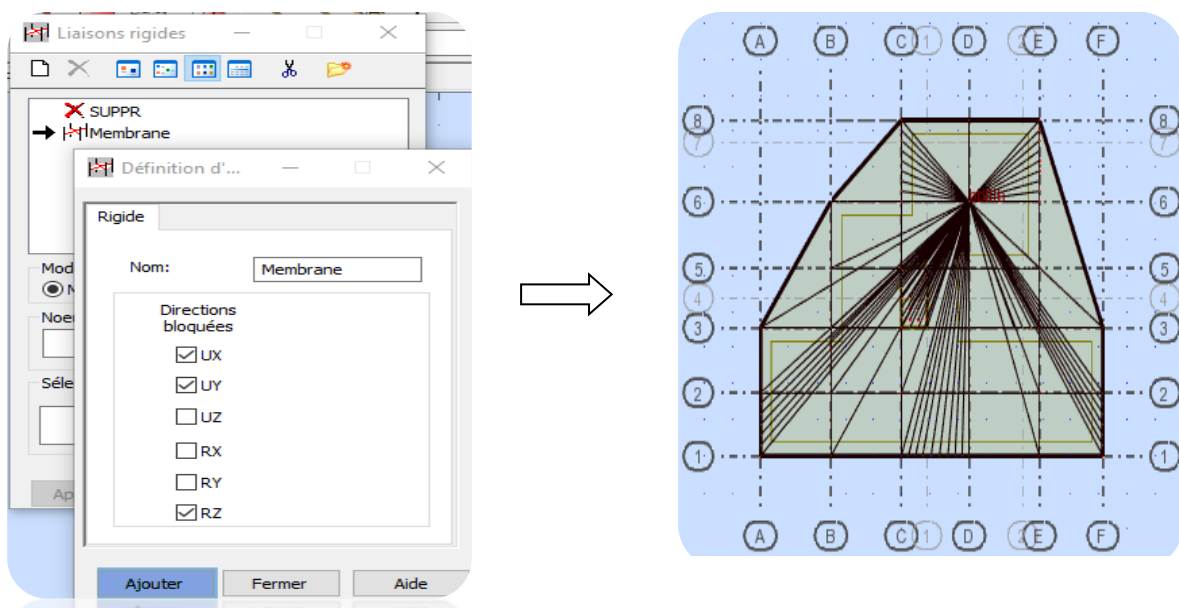


➤ **Le choix de nœud maitre et nœuds esclaves :**

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragmes) on doit définir le nœud maitre et les nœuds esclaves. Dans le menu « **Structure** » puis « **caractéristiques additionnels** » puis « **liaisons rigides** » dans la boîte de dialogue on crée une nouvelle liaison rigide en cliquant sur l'icône.

On clique dans la zone « **nœuds maitres** » et on sélectionne graphiquement le nœud maitre ou bien on écrit son numéro.

On clique dans la zone « **sélectionner les nœuds esclaves** » et on sélectionne graphiquement les nœuds esclaves ou bien on écrit leurs numéros.

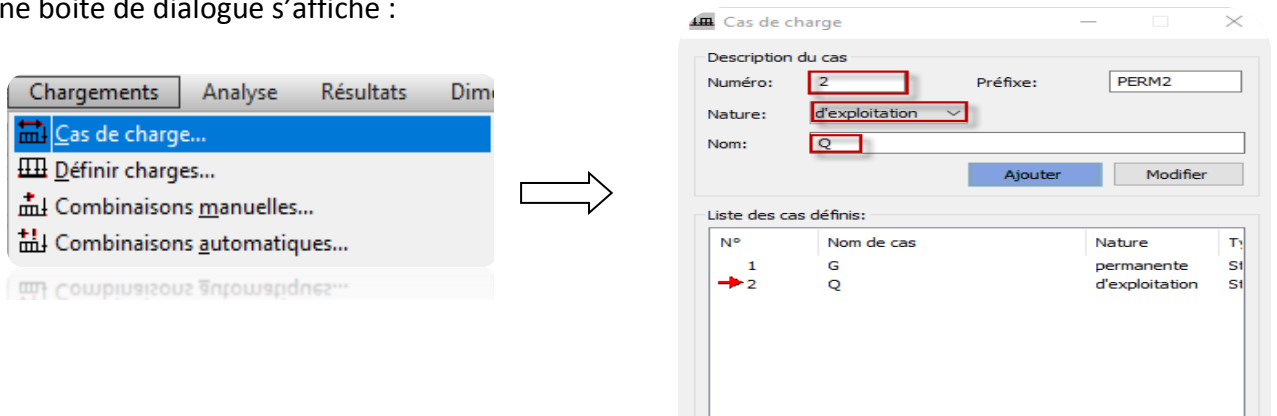


➤ **Définitions des cas de charges :**

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, Dans le menu.

« **Chargement** », « **Cas de charge** ». Ou par la barre d'outils, icône

Une boîte de dialogue s'affiche :

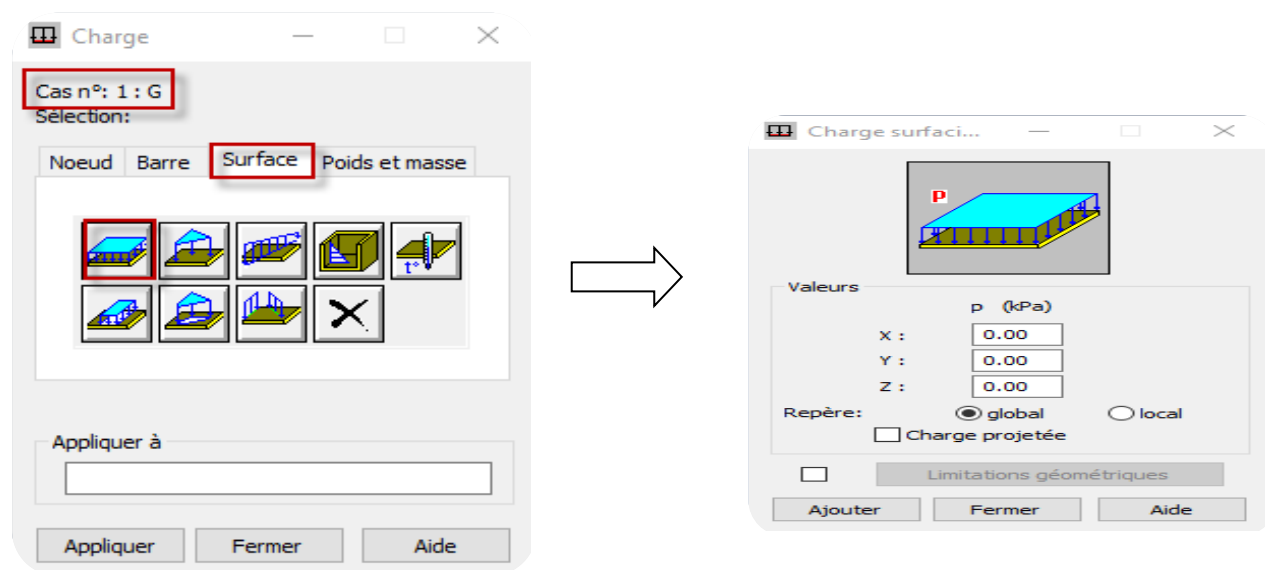


Afin de définir un nouveau cas de charge on effectue les opérations suivantes :

- La Nature du cas de charge
- Le Nom du cas de charge
- Cliquez sur le bouton Nouveau

➤ **Chargement de la structure :**

Pour changer la structure on choisit le type de charge **G** (permanente) ou **Q** (exploitation), puis on sélectionne dans le menu « **charge** », « **définir charges** », dans l'onglet « **surface** », on fait un clique sur « **charge surfacique uniforme** ».

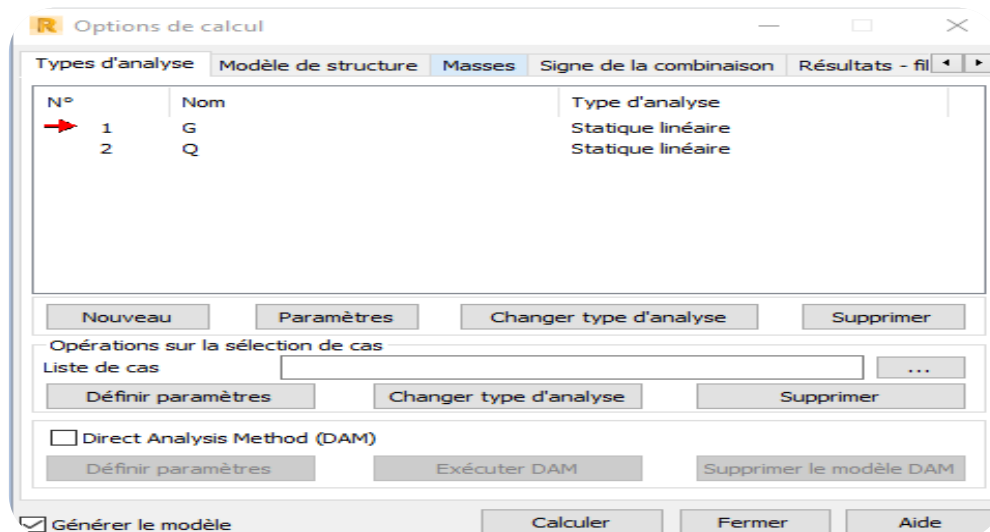


Par le même raisonnement on introduit la charge d'exploitation **Q** puis on charge la structure.

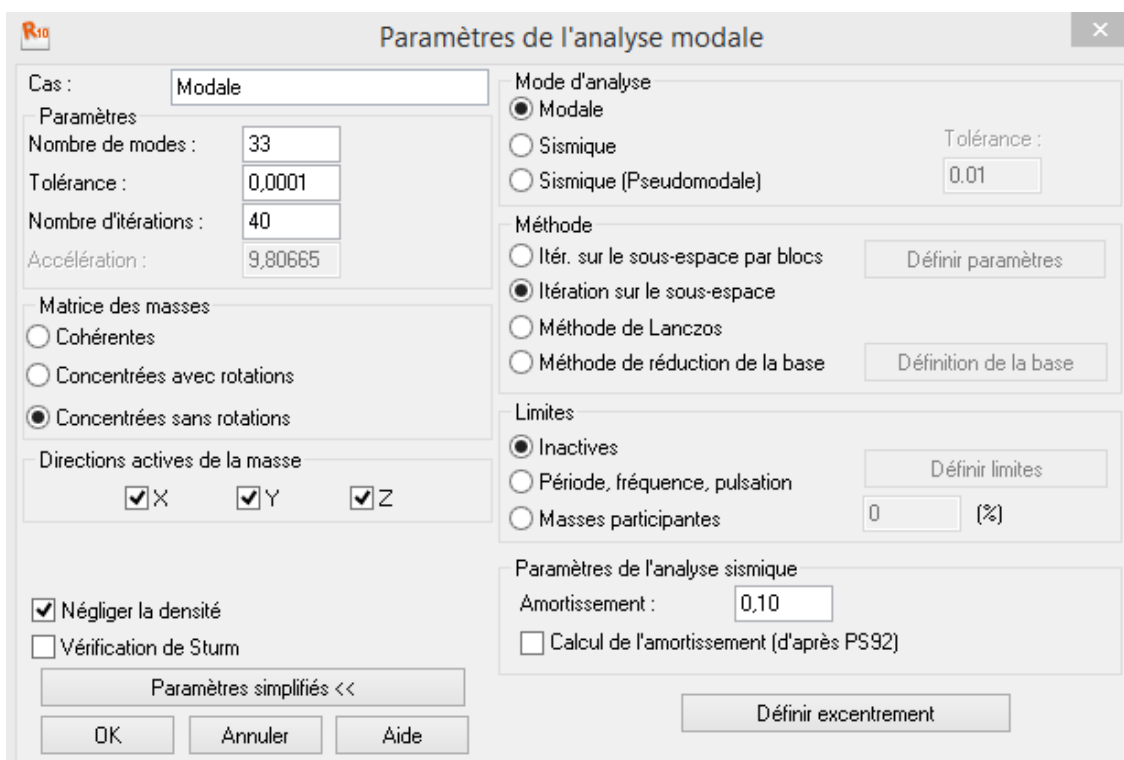
➤ **Définition des options de calculs :** (analyse statique, modale et dynamique)

Dans le menu « **Analyse** », « **Type d'analyse** » ; on choisit les options de calculs à savoir le type d'analyse (**modale et sismique**), modèle de la structure et la masse.

Où l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du parasismique algérien 99 versions 2003 pour l'analyse sismique.

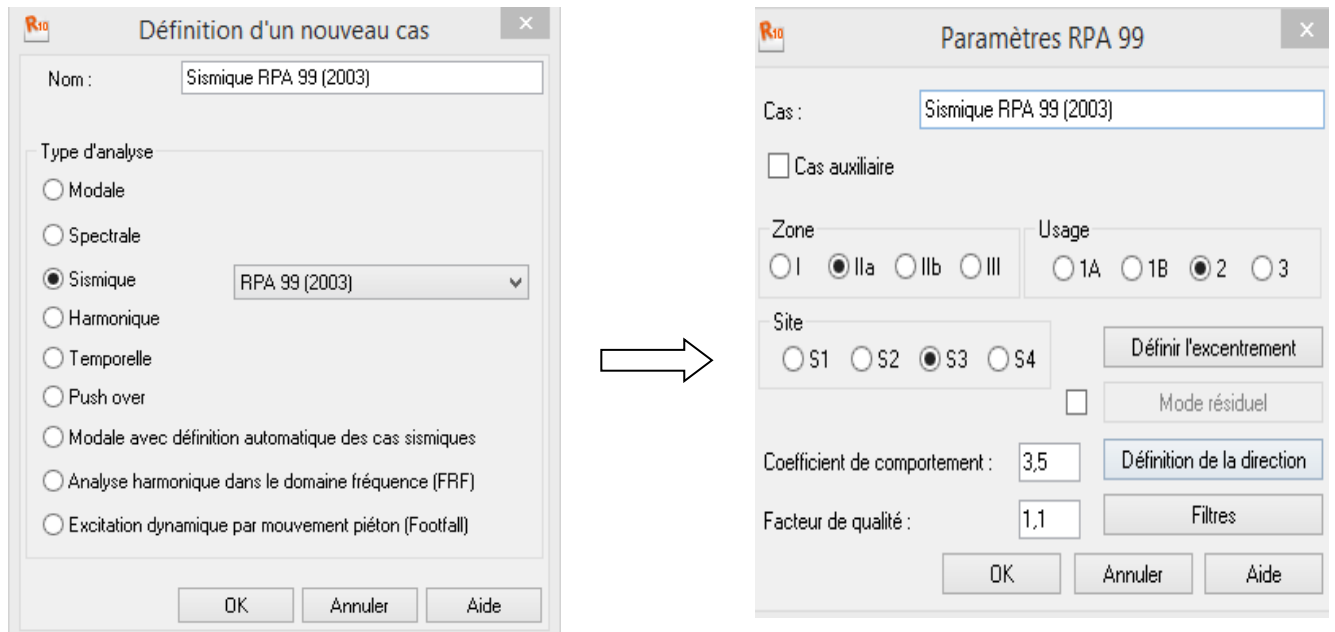


On clique sur « **Nouveau** » et sélectionné le champ « **Modale...** ». Les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boîte de dialogue qui s'affiche à l'écran après validation de la précédente.




On clique une second fois sur « **Nouveau** », on coche la case sismique, on choisit RPA99 version 2003 et « ok ».

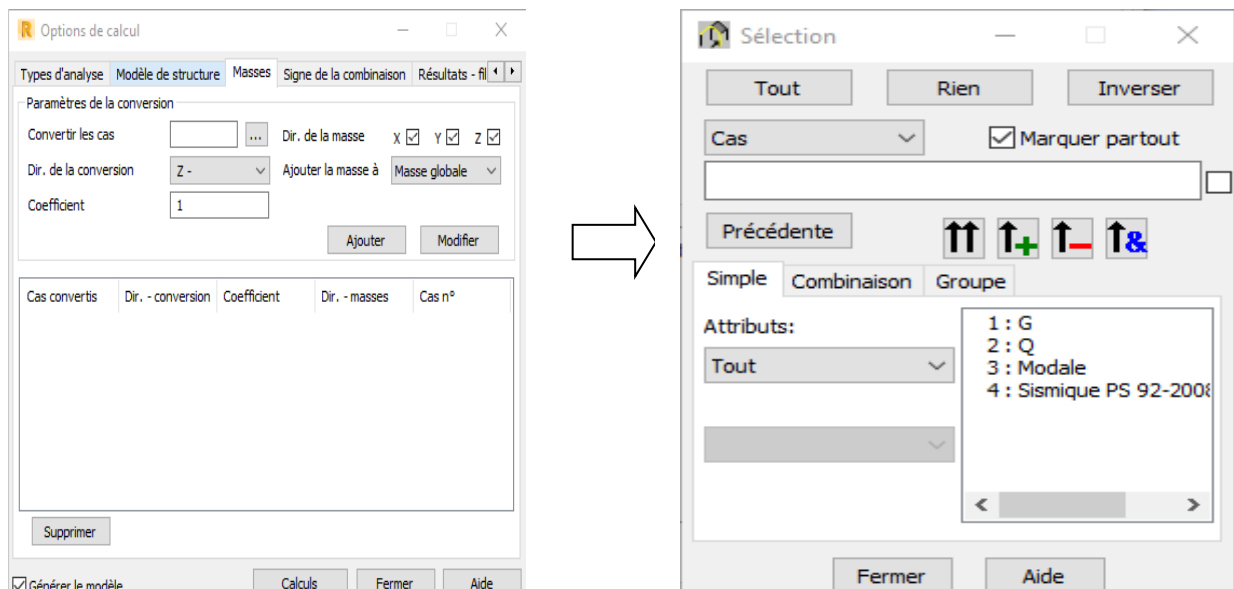
On introduit les paramètres concernant notre structure et on valide et met Z=0 dans « Définition de la direction ».



Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits.

Dans le menu « **masse** » de la boite de dialogue« **Option de calcul** », on clique sur convertir les cas puis dans la fenêtre qui apparait, on choisit le cas de charges (G ou Q) et on clique sur  puis sur fermer. On choisit la direction ainsi que le coefficient et on click sur « ajouter ».

On refait la même opération pour l'autre charge et on ferme.



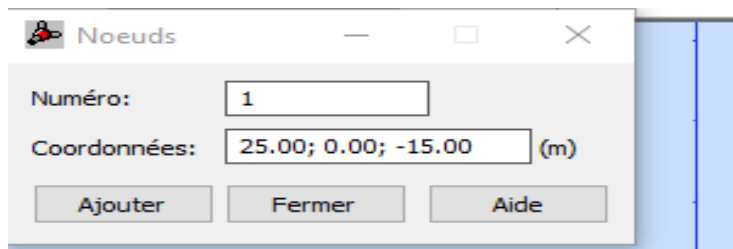
➤ **Le nœud maître :**

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragme) on doit définir le nœud maître et pour se faire :

On définit d'abord ses coordonnées (X_m ; Y_m) traduites par des lignes de constructions.

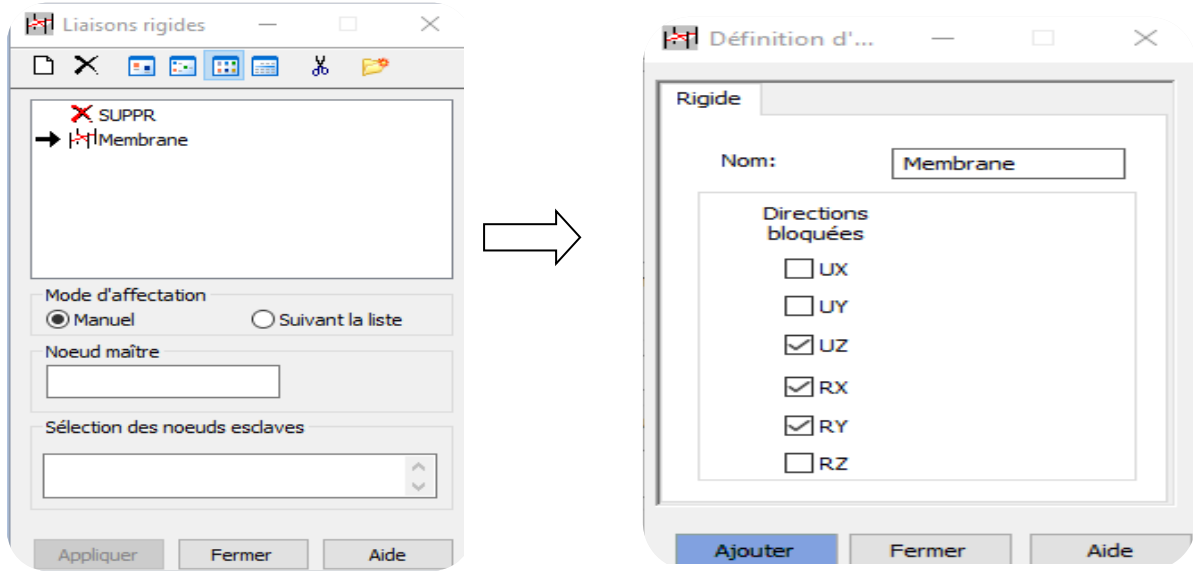
Dans la barre d'outils « **Modèle de structure** », on crée deux lignes perpendiculaires.

Dans le menu « **structure** » on clique « **nœud** »  et on clique à l'intersection de ces lignes de constructions.



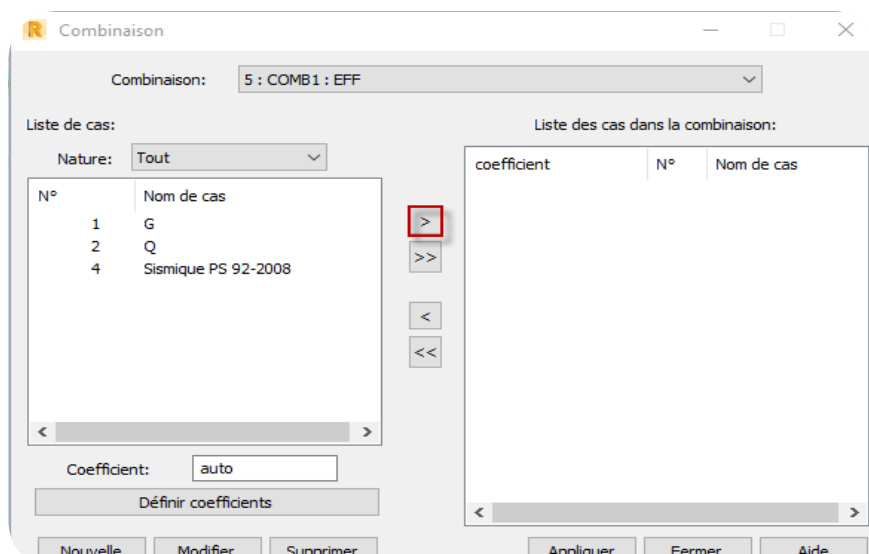
Dans le menu « **structure** », « **Caractéristiques additionnels** », « **Liaisons rigides** », on clique sur nouveau. On coche les directions bloquées.

On pose le curseur dans la case (nœud maître) et on clique sur le nœud créé précédemment, on clique dans la case (sélectionne des nœuds esclaves), on les sélectionne manuellement.



➤ **Les combinaisons d'actions :**

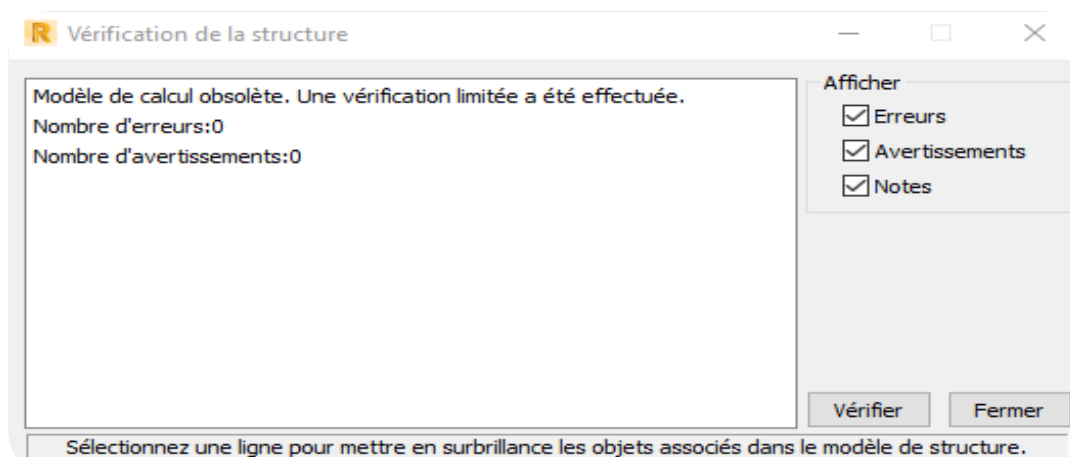
Dans le menu « **chargement** », « **combinaison manuel** », on choisit le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche .



Pour faire une combinaison on clique sur nouvelle, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

➤ **Vérification de la structure :**

Avant de passer à l'analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs dans la modélisation. Dans le menu « **analyse** », on clique sur « **vérifier la structure** » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.



➤ **Analyse de la structure :**

Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », on lance l'analyse de la structure.

IV-2- 2^{ème}Partie : Justification des données introduites au logiciel Robot-Bat :

IV-2-1- Choix de la méthode de calcul : (chapitre IV Art 4.1 RPA 99/version 2003) :

Le calcul des forces sismique peut être fait suivant trois méthodes :

- ✓ Par la méthode statique équivalente,
- ✓ Par la méthode d'analyse modale spectrale,
- ✓ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV-2-1- Conditions d'application de la méthode statique équivalente (Chapitre IV.Art 4.1.1 RPA 99/version 2003) :

Notre bâtiment est un immeuble à usage d'habitation et commercial (groupe d'usage 2), d'une hauteur totale de **33.49 m**, implanter à **TIZI OUZOU A** qui est une zone **IIa**. Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, car la structure dépasse les tolérances fixées par le RPA99 révisée 2003 « Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m. ».

On opte donc pour la méthode dynamique modale spectrale.

IV-2-2- Méthode dynamique modale spectrale :

A. Principe de la méthode :

Avec cette méthode, et pour chaque mode de vibration, on cherche le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de toute la structure.

B. Classification de l'ouvrage :

Notre ouvrage est un bâtiment d'usage multiple avec une hauteur totale de :

II = 33.49 ni <48 m. qui est classer selon le **RPA 99 / version 2003** dans le **groupe d'usage 2**

3) *Classification du site : (Art 3.3, RPA 99 / version 2003) :*

D'après les résultats des essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé, la structure à étudier est implantée sur un sol de catégorie S3 (Site meuble).

➤ Exploitation des résultats :

Dans le menu « **résultat** » on click sur le résultat que l'on veut afficher (réactions, diagrammes, flèche, efforts, contraintes, déplacements, ferrailage,...). On peut aussi cliquer sur le bouton droit de la souris, on choisit « **tableau** », on coche la case du résultat que l'on veut extraire.

ROBOT donne plusieurs résultats, des efforts internes aux plans de ferrailage en passant par des notes de calculs, nous allons donner quelques exemples des résultats que l'on exploite le plus.

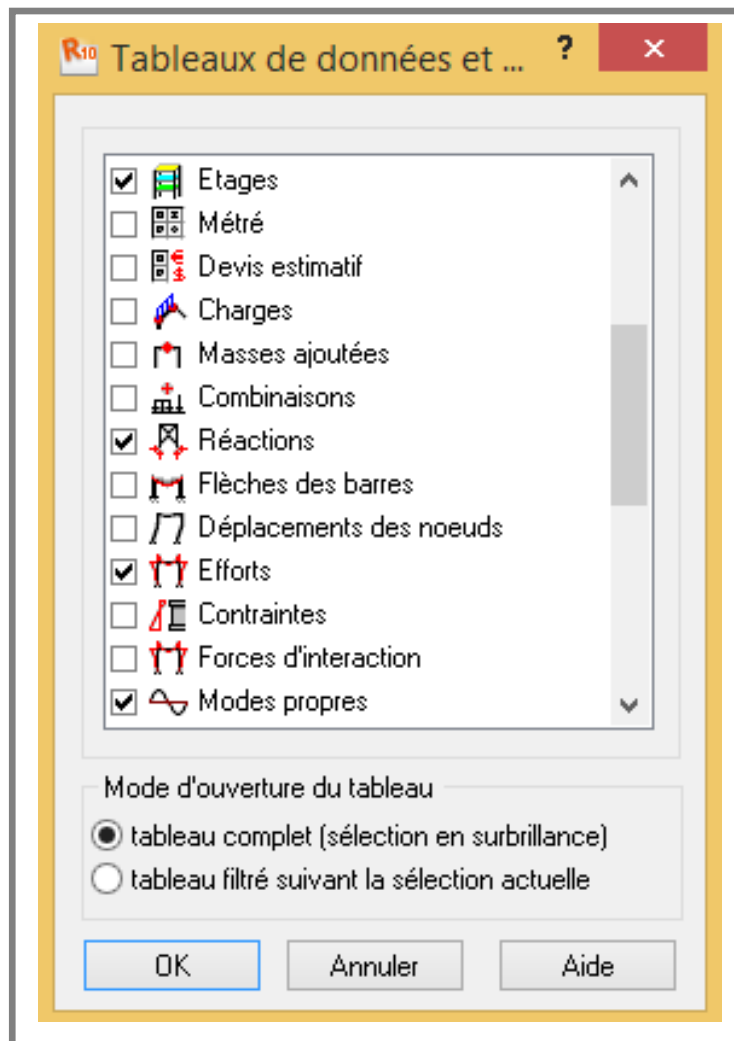


Figure IV-1 : Tableau des données et des résultats du logiciel ROBOT.

Chapitre V

Vérification Des Exigences RPA

V- Vérification des exigences RPA :

V-1- Introduction :

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

- 1- La masse participante.
- 2- La période fondamentale de la structure.
- 3- Les déplacements.
- 4- Les excentricités.
- 5- Justification du système de contreventement.
- 6- L'effort tranchant à la base.
- 7- Les efforts normaux aux niveaux des poteaux.
- 8- L'effet ($\rho-\Delta$).

V-2- Vérification de la masse participante :

Pour les structures représentées par les modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

| Vue | | Résultats: dynamique | | | | | | | | | | |
|----------|----------------|----------------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-----------------|-----------------|-----------------|--|
| Cas/Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masses Cumulées UZ [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] | Masse Modale UZ [%] | Tot.mas.UX [kg] | Tot.mas.UY [kg] | Tot.mas.UZ [kg] | |
| 3/ 1 | 1.12 | 0.89 | 65.25 | 0.04 | 0.00 | 65.25 | 0.04 | 0.00 | 2791638.70 | 2791638.70 | 2791638.70 | |
| 3/ 2 | 1.44 | 0.70 | 66.06 | 62.84 | 0.00 | 0.82 | 62.81 | 0.00 | 2791638.70 | 2791638.70 | 2791638.70 | |
| 3/ 3 | 1.58 | 0.63 | 72.73 | 68.01 | 0.00 | 6.66 | 5.16 | 0.00 | 2791638.70 | 2791638.70 | 2791638.70 | |
| 3/ 4 | 3.91 | 0.26 | 86.49 | 68.02 | 0.00 | 13.76 | 0.01 | 0.00 | 2791638.70 | 2791638.70 | 2791638.70 | |
| 3/ 5 | 5.78 | 0.17 | 86.99 | 80.84 | 0.01 | 0.50 | 12.82 | 0.00 | 2791638.70 | 2791638.70 | 2791638.70 | |
| 3/ 6 | 6.45 | 0.16 | 87.74 | 86.41 | 0.02 | 0.75 | 5.57 | 0.01 | 2791638.70 | 2791638.70 | 2791638.70 | |
| 3/ 7 | 7.94 | 0.13 | 92.58 | 86.41 | 0.02 | 4.84 | 0.00 | 0.00 | 2791638.70 | 2791638.70 | 2791638.70 | |
| 3/ 8 | 9.82 | 0.10 | 92.58 | 86.43 | 3.55 | 0.00 | 0.02 | 3.54 | 2791638.70 | 2791638.70 | 2791638.70 | |
| 3/ 9 | 10.97 | 0.09 | 92.58 | 86.44 | 3.58 | 0.00 | 0.00 | 0.02 | 2791638.70 | 2791638.70 | 2791638.70 | |
| 3/ 10 | 10.98 | 0.09 | 92.58 | 86.48 | 9.02 | 0.00 | 0.04 | 5.45 | 2791638.70 | 2791638.70 | 2791638.70 | |
| 3/ 11 | 11.81 | 0.08 | 92.58 | 86.51 | 15.59 | 0.00 | 0.03 | 6.57 | 2791638.70 | 2791638.70 | 2791638.70 | |
| 3/ 12 | 12.14 | 0.08 | 93.46 | 87.38 | 15.62 | 0.89 | 0.87 | 0.03 | 2791638.70 | 2791638.70 | 2791638.70 | |
| 3/ 13 | 12.20 | 0.08 | 93.47 | 87.38 | 18.37 | 0.00 | 0.00 | 2.75 | 2791638.70 | 2791638.70 | 2791638.70 | |
| 3/ 14 | 12.37 | 0.08 | 94.39 | 89.03 | 18.42 | 0.92 | 1.65 | 0.05 | 2791638.70 | 2791638.70 | 2791638.70 | |
| 3/ 15 | 12.58 | 0.08 | 94.40 | 89.03 | 18.44 | 0.00 | 0.00 | 0.02 | 2791638.70 | 2791638.70 | 2791638.70 | |
| 3/ 16 | 12.90 | 0.08 | 94.57 | 89.13 | 22.42 | 0.17 | 0.10 | 3.98 | 2791638.70 | 2791638.70 | 2791638.70 | |
| 3/ 17 | 13.24 | 0.08 | 94.72 | 89.13 | 32.54 | 0.15 | 0.00 | 10.12 | 2791638.70 | 2791638.70 | 2791638.70 | |
| 3/ 18 | 13.57 | 0.07 | 94.74 | 89.14 | 44.23 | 0.01 | 0.01 | 11.69 | 2791638.70 | 2791638.70 | 2791638.70 | |
| 3/ 19 | 13.74 | 0.07 | 94.74 | 89.14 | 44.77 | 0.00 | 0.00 | 0.54 | 2791638.70 | 2791638.70 | 2791638.70 | |
| 3/ 20 | 13.94 | 0.07 | 95.06 | 89.56 | 47.51 | 0.33 | 0.42 | 2.74 | 2791638.70 | 2791638.70 | 2791638.70 | |
| 3/ 21 | 14.12 | 0.07 | 95.32 | 89.63 | 49.36 | 0.25 | 0.07 | 1.85 | 2791638.70 | 2791638.70 | 2791638.70 | |
| 3/ 22 | 14.19 | 0.07 | 95.34 | 89.64 | 51.57 | 0.02 | 0.01 | 2.21 | 2791638.70 | 2791638.70 | 2791638.70 | |
| 3/ 23 | 14.26 | 0.07 | 95.34 | 89.64 | 53.90 | 0.00 | 0.00 | 2.33 | 2791638.70 | 2791638.70 | 2791638.70 | |
| 3/ 24 | 14.35 | 0.07 | 95.35 | 90.17 | 56.11 | 0.01 | 0.53 | 2.21 | 2791638.70 | 2791638.70 | 2791638.70 | |
| 3/ 25 | 14.48 | 0.07 | 95.35 | 90.17 | 56.15 | 0.01 | 0.00 | 0.04 | 2791638.70 | 2791638.70 | 2791638.70 | |

Le mode fondamental est un mode de translation suivant X avec une mobilisation de masse de 95.35% et translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 90.17% en mode 24.

Les premiers modes sont vérifiés {
 En mode 1 translation suivant x – x
 En mode 2 translation suivant y – y
 En mode 3 translation suivant z – z

V-3- Vérification de la période : (Art 4.2.4/RPA version 2003) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou avec la formule de Rayleigh ou une autre version simplifiée de celle-ci (celle définie dans notre cas par le logiciel ROBOT) .

La formule empirique à utiliser est la suivante:

$$T = C_T \times h_n^{(3/4)} \quad (\text{Article 4-6/RPA99, version 2003})$$

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau.

C_t : coefficient ; fonction du système de contreventement, du type de (Tableau 4-6/RPA99 version 2003).

$$T = 0.05 \times 33.49^{(3/4)} = 0.696 \text{ s}$$

$$T_{\text{robot}} = 0.89\text{s}$$

On a : $T_{\text{robot}} = 0.89\text{s} < 1.3 T_{\text{RPA}} = 1.3 \times 0.696 = 0.91\text{s}$ Condition vérifiée.

V-4- Vérification des déplacements absolus et relatif :

➤ Déplacement absolu :

Sens X-X

| Cas/Etage | Max UX [cm] |
|-----------|-------------|
| 4/ 1 | 0.2 |
| 4/ 2 | 0.5 |
| 4/ 3 | 0.8 |
| 4/ 4 | 1.2 |
| 4/ 5 | 1.6 |
| 4/ 6 | 1.9 |
| 4/ 7 | 2.3 |
| 4/ 8 | 2.7 |
| 4/ 9 | 3.0 |
| 4/ 10 | 3.4 |
| 4/ 11 | 3.6 |

Sens Y-Y

| Cas/Etage | Max UY [cm] |
|-----------|-------------|
| 5/ 1 | 0.1 |
| 5/ 2 | 0.3 |
| 5/ 3 | 0.5 |
| 5/ 4 | 0.8 |
| 5/ 5 | 1.0 |
| 5/ 6 | 1.3 |
| 5/ 7 | 1.6 |
| 5/ 8 | 1.9 |
| 5/ 9 | 2.2 |
| 5/ 10 | 2.5 |
| 5/ 11 | 2.7 |

➤ Déplacements relatifs :

D’après le RPA (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 relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\begin{cases} \Delta x = |\delta_k - \delta_{k-1}| \leq 1\% h_k \\ \Delta y = |\delta_k - \delta_{k-1}| \leq 1\% h_k \end{cases}$$

Avec h_k : Hauteur d'étage K

δ_k : déplacement dû aux forces sismique Fi (y compris l'effet de torsion).

♦ **Suivant Ex :**

| Niveau | $U_{\max}(\delta_{ek})$ (cm) | Δ_k (cm) | $1\%h_k$ (cm) | observations |
|--------|------------------------------|-----------------|---------------|--------------|
| 10 | 3.6 | 0.2 | 4.08 | CV |
| 9 | 3.4 | 0.4 | 3.40 | CV |
| 8 | 3.0 | 0.3 | 2.89 | CV |
| 7 | 2.7 | 0.4 | 2.89 | CV |
| 6 | 2.3 | 0.4 | 2.89 | CV |
| 5 | 1.9 | 0.3 | 2.89 | CV |
| 4 | 1.6 | 0.4 | 2.89 | CV |
| 3 | 1.2 | 0.4 | 2.89 | CV |
| 2 | 0.8 | 0.3 | 2.89 | CV |
| 1 | 0.5 | 0.3 | 2.89 | CV |
| RDC | 0.6 | 0.3 | 2.89 | CV |

Tableau V-1 : Déplacements relatifs suivant Ex.

♦ **Suivant Ey**

| Niveau | $U_{\max}(\delta_{ek})$ (cm) | Δ_k (cm) | $1\%h_k$ (cm) | observations |
|--------|------------------------------|-----------------|---------------|--------------|
| 10 | 2.7 | 0.2 | 4.08 | CV |
| 9 | 2.5 | 0.3 | 3.40 | CV |
| 8 | 2.2 | 0.3 | 2.89 | CV |
| 7 | 1.9 | 0.3 | 2.89 | CV |
| 6 | 1.6 | 0.3 | 2.89 | CV |
| 5 | 1.3 | 0.3 | 2.89 | CV |
| 4 | 1.0 | 0.2 | 2.89 | CV |
| 3 | 0.8 | 0.3 | 2.89 | CV |
| 2 | 0.5 | 0.3 | 2.89 | CV |
| 1 | 0.3 | 0.2 | 2.89 | CV |
| RDC | 0.1 | 0.2 | 2.89 | CV |

Tableau V-2 : Déplacements relatifs suivant Ey.

V-5- Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003(article 4.3), dans le cas où il procède à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à : $\pm 0.05 L$

(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$|XCM - XCR| \leq 5\% L_x$$

$$|YCM - YCR| \leq 5\% L_y$$

Avec : CM : le centre de masse

CR : le centre de torsion

Les valeurs de CM et CR sont données par logiciel robot

| Cas/Etage | Nom | G (x,y,z) [m] | R (x,y,z) [m] |
|-----------|-----------------|-------------------|------------------|
| 1/ 1 | RDC | 12,60 7,80 2,67 | 12,55 7,56 2,67 |
| 1/ 2 | Etage service | 12,43 7,69 6,50 | 12,55 7,56 6,50 |
| 1/ 3 | Etage 1 | 12,40 7,69 9,64 | 12,54 7,51 9,64 |
| 1/ 4 | Etage 2 | 12,40 7,69 12,53 | 12,54 7,51 12,53 |
| 1/ 5 | Etage 3 | 12,40 7,69 15,42 | 12,54 7,51 15,42 |
| 1/ 6 | Etage 4 | 12,39 7,70 18,35 | 12,54 7,53 18,35 |
| 1/ 7 | Etage 5 | 12,39 7,70 21,24 | 12,54 7,53 21,24 |
| 1/ 8 | Etage 6 | 12,39 7,70 24,13 | 12,54 7,53 24,13 |
| 1/ 9 | Etage 7 | 12,38 7,71 27,06 | 12,54 7,54 27,06 |
| 1/ 10 | Etage attique | 12,65 7,60 29,92 | 12,54 8,03 29,92 |
| 1/ 11 | Terrasse inacee | 12,63 10,14 32,86 | 13,56 9,76 32,86 |

Suivant le sens X-X : $L_{x \max} = 24.30 \text{ m} \Rightarrow 0.05 L_x = 1.215 \text{ m}$

| Etage | XCM | XCR | $ XCM - XCR $ = e_{x0} | 5% L_x | observation |
|------------|-------|-------|-----------------------------|----------|--------------------|
| RDC | 12.60 | 12.55 | 0.05 | 1.215 | Condition vérifiée |
| Service | 12.43 | 12.55 | 0.11 | 1.215 | Condition vérifiée |
| 1 | 12.40 | 12.54 | 0.14 | 1.215 | Condition vérifiée |
| 2 | 12.40 | 12.54 | 0.14 | 1.215 | Condition vérifiée |
| 3 | 12.40 | 12.54 | 0.14 | 1.215 | Condition vérifiée |
| 4 | 12.39 | 12.54 | 0.15 | 1.215 | Condition vérifiée |
| 5 | 12.39 | 12.54 | 0.15 | 1.215 | Condition vérifiée |
| 6 | 12.39 | 12.54 | 0.15 | 1.215 | Condition vérifiée |
| 7 | 12.38 | 12.54 | 0.16 | 1.215 | Condition vérifiée |
| 8 | 12.65 | 12.54 | 0.11 | 1.215 | Condition vérifiée |
| Et.attique | 12.63 | 13.56 | 0.93 | 1.215 | Condition vérifiée |

Tableau V-3 : Vérification de l'excentricité suivant x-x.

Suivant le sens Y-Y : $L_{y \max} = 18.60 \text{ m} \Rightarrow 0.05 L_y = 0.93 \text{ m}$

| Etage | YCM | YCR | $ YCM - YCR $ = e_{x0} | 5% L_y | observation |
|------------|-------|------|-----------------------------|----------|--------------------|
| RDC | 7.80 | 7.56 | 0.24 | 0.93 | Condition vérifiée |
| Service | 7.69 | 7.56 | 0.13 | 0.93 | Condition vérifiée |
| 1 | 7.69 | 7.51 | 0.18 | 0.93 | Condition vérifiée |
| 2 | 7.69 | 7.51 | 0.18 | 0.93 | Condition vérifiée |
| 3 | 7.69 | 7.51 | 0.18 | 0.93 | Condition vérifiée |
| 4 | 7.70 | 7.53 | 0.17 | 0.93 | Condition vérifiée |
| 5 | 7.70 | 7.53 | 0.17 | 0.93 | Condition vérifiée |
| 6 | 7.70 | 7.53 | 0.17 | 0.93 | Condition vérifiée |
| 7 | 7.71 | 7.54 | 0.17 | 0.93 | Condition vérifiée |
| 8 | 7.60 | 8.03 | 0.43 | 0.93 | Condition vérifiée |
| Et.attique | 10.14 | 9.76 | 0.38 | 0.93 | Condition vérifiée |

Tableau V-4 : Vérification de l'excentricité suivant y-y .

V-6- Justification d système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de coefficient de comportement **R** à considérer.

Les efforts sont donnés par ROBOT suivant les étapes suivantes :

Tableaux → étages → efforts réduits (EX)

| Cas/Etage | FX sur les poteaux [kN] | FX sur les voiles [kN] |
|-----------|-------------------------|------------------------|
| 4/ 1 | -358.619 | 1597.791 |
| 4/ 2 | -526.623 | 1381.345 |
| 4/ 3 | -737.543 | 1162.982 |
| 4/ 4 | -783.526 | 984.642 |
| 4/ 5 | -848.277 | 772.266 |
| 4/ 6 | -715.802 | 741.806 |
| 4/ 7 | -738.286 | 565.118 |
| 4/ 8 | -752.763 | 381.460 |
| 4/ 9 | -555.838 | 346.297 |
| 4/ 10 | -555.602 | 188.618 |
| 4/ 11 | -429.554 | 185.111 |

| | FX totale (KN) | Fx (KN) | % |
|------------------|----------------|---------|-----------|
| Voiles | 15309.86 | 8307.43 | 54 |
| portiques | | 7002.43 | 46 |

Tableaux → étages → efforts réduits /EY(charge horizontale)

| Cas/Etage | FY sur les poteaux [kN] | FY sur les voiles [kN] |
|-----------|-------------------------|------------------------|
| 5/ 1 | 164.686 | 2065.200 |
| 5/ 2 | 292.148 | 1883.645 |
| 5/ 3 | 508.328 | 1698.678 |
| 5/ 4 | 583.808 | 1509.513 |
| 5/ 5 | 688.789 | 1264.512 |
| 5/ 6 | 595.290 | 1174.165 |
| 5/ 7 | 632.041 | 944.665 |
| 5/ 8 | 677.927 | 682.467 |
| 5/ 9 | 515.123 | 563.310 |
| 5/ 10 | 526.335 | 303.235 |
| 5/ 11 | 498.193 | 213.104 |

| | Fy totale (KN) | Fy (KN) | % |
|------------------|----------------|----------|-----------|
| Voiles | 17985.16 | 12302.49 | 68 |
| portiques | | 5682.66 | 32 |

Tableaux → étages → efforts réduits /Poids (charge verticale)

| Cas/Etage | FZ sur les poteaux [kN] | FZ sur les voiles [kN] |
|-----------|-------------------------|------------------------|
| 1/ 1 | 20093.204 | 11657.181 |
| 1/ 2 | 18083.439 | 10661.683 |
| 1/ 3 | 15479.005 | 10126.929 |
| 1/ 4 | 13521.722 | 8987.058 |
| 1/ 5 | 11550.008 | 7876.322 |
| 1/ 6 | 9362.839 | 6998.733 |
| 1/ 7 | 7622.973 | 5730.323 |
| 1/ 8 | 5903.092 | 4451.805 |
| 1/ 9 | 4096.855 | 3282.517 |
| 1/ 10 | 2629.611 | 1815.072 |
| 1/ 11 | 1384.377 | 596.059 |

| | Fz totale (KN) | Fz (KN) | % |
|------------------|----------------|-----------|-----------|
| Voiles | 109727.12 | 72183.68 | 39 |
| portiques | | 181910.81 | 61 |

Les efforts verticaux repris par les voiles : Fz = 39 %

Les efforts horizontaux repris par les voiles : Fx = 54 % et Fy = 68 %

Conclusion :

On constate que les efforts repris par les voiles est plus important que celui des portiques dans les sens horizontal ; et les efforts verticaux repris par les voiles est plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

D'après le RPA99 modifié 2003, le système de contreventement est de **type 2 : système de contreventement assuré par des voiles porteurs.**

R=3.5

V-7- Vérification de l'effort tranchant à la base : (RPA version 2003 ART 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$$

➤ **Calcul des coefficients A, D, R :**

A : coefficient d'accélération de zone, donne par le RPA 2003 tableau 4.1 dépend de deux paramètres :
 { Groupe d'usage: 2 ⇒ **A=0.15**
 { Zone sismique II_a

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) :

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots \dots \dots T \geq 3s \end{cases}$$

T : (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

T₁ ; T₂ : Période caractéristique associée à la catégorie du site. Donnée par le tableau 4.7 du RPA version 99 :

Site meuble → S3 ⇒ T₂=0.5 s

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4-2)

| Remplissage | Portiques | | Voiles ou mur |
|-------------|------------|-------|-------------------------|
| | Béton arme | Acier | Béton arme / maçonnerie |
| Leger | 6 | 4 | 10 |
| Dense | 7 | 5 | |

Pour notre cas $\xi = 10\%$ (structure en voiles porteurs).

Donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.76 \geq 0.70 \text{condition vérifiée (PRA Art 4-3-3)}$$

$$\eta = 0.81$$

T : donnée par la formule empirique (4.2.4 RPA 99 modifié 2003).

$$T = 0.696 \text{ sec}$$

On a : $0.50s < T = 0.696s < 3s$

$$T_2 < T < T_1 \Rightarrow D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.5}{0.696} \right)^{2/3}$$

$$D = 1.52$$

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement donné par le (Tab 4-3)

Q : Le facteur de qualité de la structure, est déterminé par la formule : $Q = 1 + \sum p_q$

P_q : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non

| Critère q | Observé/ Non | Pq |
|--|--------------|------|
| Conditions minimale sur les files de contreventement | Non | 0.05 |
| Redondance en plan | Oui | 0 |
| Régularité en plan | Non | 0.05 |
| Régularité en élévation | Non | 0.05 |
| Contrôle de la qualité des matériaux | Oui | 0 |
| Contrôle de la qualité de l'exécution | Oui | 0 |
| Q=1.10 | | |

Tableau V-5 : Valeurs de pénalités P_q .

Capitulait des résultats :

| | | | | | | |
|-----------------|-------------|-------------|------------|------------|------------|----------|
| Cas | 4 - EX | | | | | |
| Mode CQC | | | | | | |
| Somme totale | 1912.587 | 1439.758 | 22536.279 | 491.52 | 1715.55 | 35.06 |
| Somme réactions | 2099.951 | 186.088 | 7.644 | 4084.08 | 42044.95 | 19340.96 |
| Somme efforts | 2099.951 | 186.099 | 7.614 | 4084.10 | 42045.34 | 19341.15 |
| Vérification | 3765.963 | 372.187 | 15.257 | 8168.17 | 84090.29 | 38682.11 |
| Précision | 1.66934e-02 | 4.46678e-02 | | | | |
| Cas | 5 - EY | | | | | |
| Mode CQC | | | | | | |
| Somme totale | 269.676 | 2266.822 | 22488.715 | 1030.43 | 173.03 | 15.07 |
| Somme réactions | 186.080 | 2197.483 | 34.941 | 50453.23 | 4038.94 | 26723.44 |
| Somme efforts | 186.099 | 2197.539 | 33.950 | 50453.96 | 4036.46 | 26723.69 |
| Vérification | 372.179 | 4395.022 | 68.892 | 100907.19 | 8075.40 | 53447.13 |
| Précision | 1.38715e-02 | 4.46678e-02 | | | | |
| Cas | 8 - POIDS | | | | | |
| Mode | | | | | | |
| Somme totale | -0.000 | -0.000 | 33996.287 | -11.42 | 10.82 | -0.40 |
| Somme réactions | -0.000 | -0.000 | 33996.287 | 260117.93 | -419024.87 | -0.00 |
| Somme efforts | 0.0 | 0.0 | -33996.287 | -260117.86 | 419024.86 | 0.0 |
| Vérification | -0.000 | -0.000 | -0.000 | 0.07 | -0.01 | -0.00 |
| Précision | 2.47243e-06 | 2.81424e-14 | | | | |

Du logiciel ROBOT :

$$\begin{cases} V_x = 2099.95 \text{ KN} \\ V_y = 2197.53 \text{ KN} \\ W_t = 33996.28 \text{ KN} \end{cases}$$

Avec W_t : poids total de la structure tiré par logiciel robot.

$$V_{\text{calculé}} = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W_T = \frac{0.15 \times 1.62 \times 1.10}{3.5} \times 33996.28 = 2436.07 \text{ KN}$$

$$80\% V_{\text{calculé}} = 2436.07 \times 0.8 = 1948.86 \text{ KN}$$

$$V_x = 2099.95 \text{ KN} > 80\% V_{\text{calculé}} = 1948.86 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$V_y = 2197.53 \text{ KN} > 80\% V_{\text{calculé}} = 1948.86 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

V-8- Vérification des efforts normaux au niveau des poteaux :

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

$$\frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton. (25 MPA)

| Section des poteaux | | observation |
|---------------------|--|--------------------|
| 50 x 50 | $\frac{1667.546}{50 \times 50 \times 2.5} = 0.26 \leq 0.3$ | condition vérifiée |
| 45 x 45 | $\frac{1372.57}{45 \times 45 \times 2.5} = 0.27 \leq 0.3$ | condition vérifiée |
| 40 x 40 | $\frac{881.274}{40 \times 40 \times 2.5} = 0.22 \leq 0.3$ | condition vérifiée |
| 35 x 35 | $\frac{1667.546}{35 \times 35 \times 2.5} = 0.13 \leq 0.3$ | condition vérifiée |

V-9- Vérification l'effet (P-Δ) : RPA (Art 5-9 page 51) :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux : $\theta_k = P_k \times \Delta_k / V_k \times h_k$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au – dessus du niveau K

Δ_k : le déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K – 1

V_k : Effort tranchant d'étage considéré au niveau K

h_k : hauteur de l'étage K

D'où :

| | | |
|---|------------------------------|---|
| { | $\theta_k \leq 0.1$ | L'effet p – Delta peut être négligé |
| | $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ | Amplifiant les effets de l'action sismique par $1/(1 - \theta_k)$ |
| | $\theta_k \geq 0.2$ | structure instable et doit être redimensionnée. |

| niveau | P (KN) | Hauteur (m) | Sens X-X | | | Sens y-y | | | observation |
|--------|----------|-------------|---------------|-----------|---------------|---------------|-----------|---------------|-------------|
| | | | $\Delta k(m)$ | $V_x(KN)$ | θ_{kx} | $\Delta k(m)$ | $V_y(KN)$ | θ_{ky} | |
| DRC | 33125.45 | 4.08 | 0.003 | 1239.173 | 0.01 | 0.002 | 2229.886 | 0.007 | CV |
| 1 | 29968.06 | 3.40 | 0.003 | 1189.12 | 0.02 | 0.002 | 2175.794 | 0.008 | CV |
| 2 | 26699.87 | 2.89 | 0.003 | 994.5 | 0.03 | 0.003 | 2207.006 | 0.013 | CV |
| 3 | 23470.24 | 2.89 | 0.004 | 854.722 | 0.04 | 0.002 | 2093.321 | 0.011 | CV |
| 4 | 20256.77 | 2.89 | 0.004 | 765.99 | 0.03 | 0.003 | 1953.301 | 0.007 | CV |
| 5 | 17058.79 | 2.89 | 0,003 | 653.98 | 0.02 | 0,003 | 1769.455 | 0.01 | CV |
| 6 | 13918.52 | 2.89 | 0.004 | 561.45 | 0.02 | 0.003 | 1576.706 | 0.009 | CV |
| 7 | 10787.67 | 2.89 | 0.004 | 499.99 | 0.02 | 0.003 | 1078.433 | 0.008 | CV |
| 8 | 7680.27 | 2.89 | 0.003 | 425.12 | 0.01 | 0.003 | 829.570 | 0.007 | CV |
| 9 | 4620.54 | 2.89 | 0.004 | 366.98 | 0.01 | 0.003 | 711.297 | 0.005 | CV |
| 10 | 2060.15 | 2.89 | 0.004 | 244.44 | 0.01 | 0.002 | 32.287 | 0.002 | CV |

Tableau V-6 : Tableau donnant les valeurs de θ_{kx} et θ_{ky} .

On a pour chaque niveau K : $\begin{cases} \theta_{kx} \leq 0.1 \\ \theta_{ky} \leq 0.1 \end{cases}$

On constate que l'effet p-delta peut être négligé pour notre cas.

V-10- Conclusion :

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées. Donc, dans ce qui va suivre on va passer au ferrailage des éléments structuraux du bâtiment.

Chapitre VI

Ferraillage Des Eléments Structuraux

VI- Ferrailage des éléments structuraux**VI -1- Ferrailage des poteaux :****VI -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

VI -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

$$M_f : \text{moment fictif ; } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = N_u \cdot g$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad ; \quad \begin{cases} \gamma_b = 1.50 \text{ et } \theta = 1 & \text{situation durable} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ et } \theta = 0.85 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

-Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée ($A' = 0$)

○ Armature fictives : $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

- Armatures réelles : $A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_s}$ $\begin{cases} (+) \text{ si } N: \text{ effort de compression} \\ (-) \text{ si } N: \text{ effort de traction} \end{cases}$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée ($A' \neq 0$)

On calcul $\begin{cases} M_f = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} \\ \Delta M = M_f - M_r \end{cases} ; \quad \begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

M_f : moment ultime pour une section simplement armée

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
- $N_u (d-c') - M_f > (0.337 h - 0.81 c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$; $C \in$ noyau central \rightarrow **SEC**

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

Si $N_u (d-c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \rightarrow$ la section est doublement armée

$A_s > 0$ et $A'_s > 0$

La section d'armature : $\begin{cases} A'_s = \frac{M_f (d - 0.5h) b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d-c') \sigma_s} \\ A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s \end{cases}$

2^{ème} cas :

Si $N_u (d-c') - M_f < (0.5 - \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \rightarrow$ la section est simplement armée.

$A_s > 0$ et $A'_s = 0$

$A_s = \frac{N - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$ 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) :

$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) ; \quad \begin{cases} A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10} (d-c)} \\ A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si} \right) \end{cases} \quad \text{Avec : } \sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

VI -1- 3- Exemple de calcul :

Le ferrailage des poteaux se fait en zone tel que :

Zone I (S-sol, RDC et étage service) 50×50 : b=50 cm ; h=50 cm d= 47 cm ; c=c'=3 cm.

Zone II (1^{er} au 3^{ème} étage) 45×45 : b=45 cm ; h=45 cm; d= 42 cm ; c=c'= 3 cm.

Zone III (4^{ème} au 6^{ème} étage) 40×40 : b=40 cm ; h=40 cm ; d= 37 cm ; c=c'= 3 cm.

Zone IV (7^{ème} à l'étage attique) 35×35 : b=35 cm ; h=35 cm; d= 32 cm ; c=c'=3 cm.

Pour le poteau (50×50) :

$$N_u = 1991.514 \text{ KN} ; \quad M_u = 0.91 \text{ KN.m}$$

◆ Calcul de l'excentricité (e) : $e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.91 \times 10^2}{1991.514} = 0.045 \text{ cm}$

$$e = 0.045 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{50}{2} - 3\right) = 22 \text{ cm} \Rightarrow \text{SEC}$$

◆ Calcul de : $(d-c') N_u - M_f$ et $(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc}$; Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$
 $d = h - c = 0.50 - 0.03 = 0.47 \text{ m}$

◆ Calcul du moment fictif : $M_f = 0.91 + 1991.514 \left(\frac{0.50}{2} - 0.03\right) = 439.043 \text{ KN.m}$

$$\text{Et : } (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b . h^2 . f_{bc} = (0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.50}) (0.50)^3 \times 14.2 \times 10^3 = 511.91 \text{ KN.m}$$

$$(d-c') N_u - M_f = (0.47 - 0.03) 1991.514 - 439.043 = 437.223 \text{ KN.m}$$

$437.223 \text{ KN.m} < 511.91 \text{ KN.m}$ la section est simplement armée (SSA)

$$A_s' > 0 \text{ et } A_s = 0$$

◆ Calcul de : $(0.5h-c') \times h \times b \times f_{bc}$

$$(0.5h-c') . h . b . f_{bc} = (0.5 \times 0.50 - 0.03) \times 0.50^2 \times 14.2 \times 10^3 = 781 \text{ KN.m}$$

Donc : $(d-c') N_u - M_f = 437.223 \text{ KN.m} < 781 \text{ KN.m}$

◆ Calcul des armatures :

$$A_s' = \frac{N - 100 \cdot \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_s} ; \quad A_s = 0$$

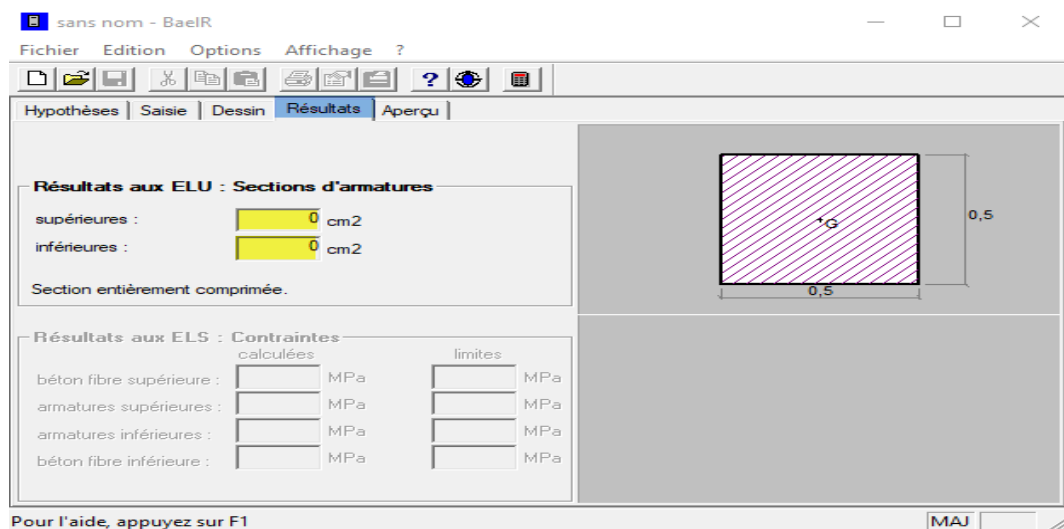
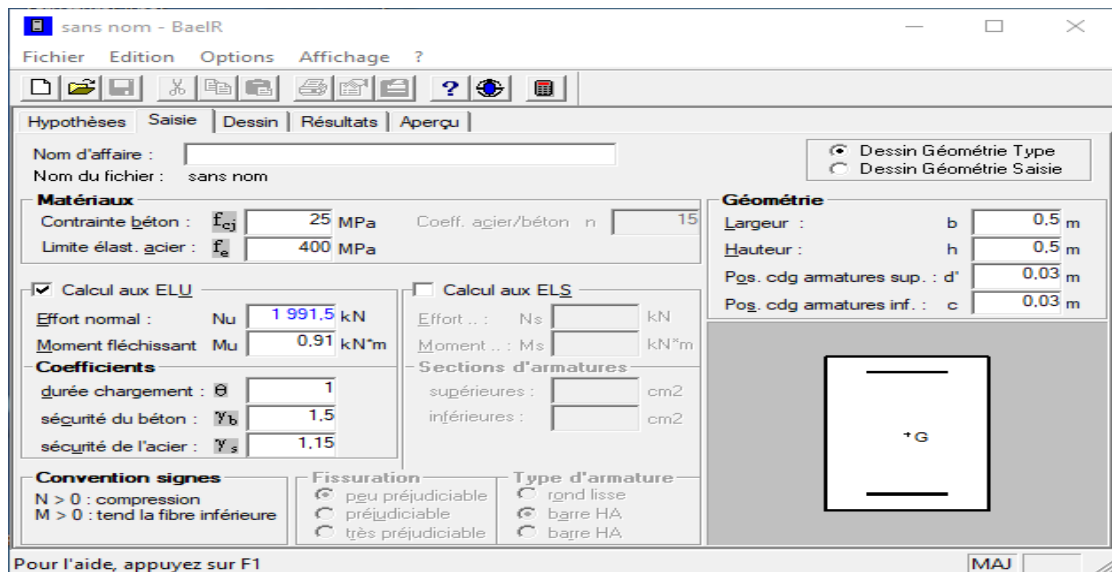
$$\text{Avec : } \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - 100M_u}{100bh^2f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} ; \quad \psi = \frac{0.3571 + \frac{1991.514(0.47-0.03) - 100 \times 0.91}{100 \times 0.50^3 \times 14.2 \times 10^3}}{0.8571 - \frac{0.03}{0.50}} = 0.45$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_s' = \frac{1991.514 - 100 \times 0.45 \times 0.50^2 \times 14.2 \times 10^3}{100 \times 348 \times 10^3} = 0 \\ A_s = 0 \end{cases}$$

VI -1- 4- Ferrailage Avec logiciel SOCOTEC :

➤ **Exemple :**

On introduit les caractéristiques des matériaux, les efforts et les moments :



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 :

| Niv | section (cm ²) | Effort normal(KN) | Moment (KN.m) | $\frac{h}{e} - c$ (cm) | Eu (cm) | obs | A's (cm ²) | As (cm ²) | A _{min} | Choix d'armatures | A _{adoptée} (cm ²) |
|----------|----------------------------|--------------------------------|-------------------------------|------------------------|---------|-----|------------------------|-----------------------|------------------|-------------------|---|
| Zone I | 50×50 | N _{max} = 1991.514 | M _{corr} = 0.91 | 22 | 0.05 | SEC | 0 | 0 | 20 | 12HA16 | 24.12 |
| | | N _{min} = 13.035 | M _{corr} = -43.66 | 22 | 334.94 | SPC | 2.17 | 0 | | | 24.12 |
| | | N _{corr} = 970.892 | M _{max} = -76.49 | 22 | 7.87 | SEC | 0 | 0 | | | 24.12 |
| Zone II | 45×45 | N _{max} = 1619.488 | M _{corr} = 5.56 | 19.5 | 0.34 | SEC | 0 | 0 | 16.2 | 12HA16 | 24.12 |
| | | N _{min} = 8.938 | M _{corr} = -46.41 | 19.5 | 521.4 | SPC | 2.69 | 0 | | | 24.12 |
| | | N _{corr} = 705.86 | M _{max} = -86.06 | 19.5 | 12.19 | SEC | 0 | 0 | | | 24.12 |
| Zone III | 40×40 | N _{max} = 1034.167 | M _{corr} = 3.10 | 17 | 0.29 | SEC | 0 | 0.85 | 12.8 | 4HA16 + 4HA14 | 14.19 |
| | | N _{min} = 2.737 | M _{corr} = 28.77 | 17 | 1027.5 | SPC | 0 | 1.93 | | | 14.19 |
| | | N _{corr} = 374.933 | M _{max} = 77.74 | 17 | 20.73 | SPC | 0 | 0 | | | 14.19 |
| Zone IV | 35×35 | N _{max} = 500.416 | M _{corr} = 2.38 | 14.5 | 0.47 | SEC | 0 | 0 | 9.8 | 8HA14 | 12.31 |
| | | N _{min} = 1.791 | M _{corr} = -21.19 | 14.5 | 1182.4 | SPC | 1.66 | 0 | | | 12.31 |
| | | N _{corr} = 140.152 | M _{max} = 79.66 | 14.5 | 56.83 | SPC | 0 | 4.9 | | | 12.31 |

Tableau VI-1-1 : Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal.

Pour chaque cas $A_{adoptée} > A_{min}$

Les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrillés avec les sections minimales réglementaires.

| Section des poteaux | A _{min} (cm ²) | A _{adoptée} (cm ²) | Ferrailage |
|---------------------|-------------------------------------|---|--------------|
| 50×50 | 20 | 24.62 | 12 HA16 |
| 45×45 | 16.2 | 24.12 | 12 HA16 |
| 40×40 | 12.8 | 14.10 | 4HA16+ 4HA14 |
| 30×30 | 9.8 | 12.31 | 8HA14 |

Tableau VI-1-2 : Ferrailage final des poteaux.

VI-1-5- Vérifications à l'ELU :**VI-1-5-1- Armatures longitudinales selon les recommandations du RPA 99****Modifié 2003 :**

D'après le RPA99/version 2003 (**Art 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à :

- Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau (en zone II).
- 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 $L_R = 40 \Phi_L^{\min}$ (en zone IIa)
- La distance entre les barres longitudinales, dont une face ne doit pas dépasser **25 cm** en **en zone IIa**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

| Section de poteaux (cm ²) | Pourcentage minimal $A_{\min}=0.8\% b h$ (cm ²) | Pourcentage maximal (cm ²) | |
|---------------------------------------|---|---|----------------------------------|
| | | Zone de recouvrement $A_{\max}=6\% b h$ | Zone courante $A_{\max}=4\% b h$ |
| (50x50) | 20 | 150 | 100 |
| (45x45) | 16.2 | 121.5 | 81 |
| (40x40) | 12.8 | 96 | 64 |
| (35x35) | 9.8 | 73.5 | 49 |

Tableau VI-1-3 : Les sections minimales et maximales d'armature recommandés par le RPA

➤ **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.

Poteaux S-sol (50x50) : $h' = 60$ cm

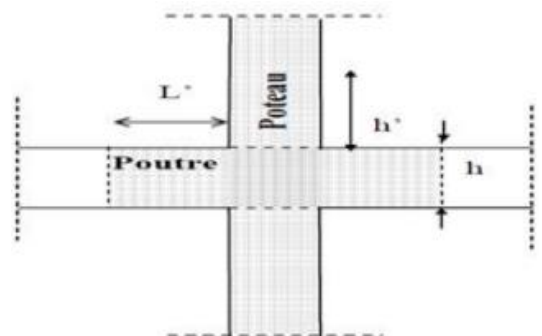
Poteaux du RDC (50x50) : $h' = 68$ cm

Poteau étage service (50x50) : $h' = 60$ cm

Poteau de 1^{er} au 3^{ème} étage (45x45) : $h' = 60$ cm

Poteau de 4^{ème} au 6^{ème} étage (40x40) : $h' = 60$ cm

Poteau de 7^{ème} à l'étage attique (35x35) : $h' = 60$ cm



➤ **La longueur de recouvrement des armatures longitudinales :**

Pour la zone **IIa** : $L_r = 40 \varnothing$

Pour $\varnothing = 16\text{mm}$ $\Rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$

Pour $\varnothing = 14\text{mm}$ $\Rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$

➤ **Ancrage des armatures (longueur de scellement): (BAEL 91 modifié 99/Art.6.1.2.2)**

La longueur de scellement $L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \tau_s}$

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 $\varnothing = 16\text{mm}$ $\Rightarrow L_c = 23\text{cm}$

Pour $\varnothing = 14\text{mm}$ $\Rightarrow L_c = 20\text{cm}$

VI-1-5-2- Armatures transversales selon les recommandations du RPA 99/mod 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

$\Rightarrow S_t \leq \min(10.\varnothing_1 ; 15 \text{ cm})$ en zone nodale.

$\Rightarrow S_t \leq 15.\varnothing_1$ en zone courante.

\varnothing_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$\Rightarrow \rho = 2.50$ si l'élançement géométrique ($\lambda_g \geq 5$)

$\Rightarrow \rho = 3.50$ 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

$$\lambda g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

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.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \Rightarrow \lambda g \geq 5 \\ 3.75 \Rightarrow \lambda g < 5 \end{cases}$$

➤ **Calcul de l'élancement géométrique:**

L'élancement géométrique du poteau (λg) est donné par la relation : $\lambda g = \frac{L_f}{a}$ ou $\frac{L_f}{b}$

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)

- **Sous-sol** : Poteaux de (50×50) cm² : $\lambda g = \frac{0.7 \times 2.6}{0.5} = 3.64$
- **RDC** : Poteaux de (50×50) cm² : $\lambda g = \frac{0.7 \times 3.68}{0.5} = 5.15$
- **Etage service** : Poteaux de (50×50) cm² : $\lambda g = \frac{0.7 \times 3}{0.5} = 4.20$
- **Du 1^{er} au 3^{ème} étage** : Poteaux de (45×45) cm² : $\lambda g = \frac{0.7 \times 2.49}{0.45} = 3.87$
- **Du 4^{ème} au 6^{ème} étage** : Poteaux de (40×40) cm² : $\lambda g = \frac{0.7 \times 2.49}{0.40} = 4.35$
- **7^{ème} étage au Attique** : Poteaux de (35×35) cm² : $\lambda g = \frac{0.7 \times 2.49}{0.35} = 4.98$

➤ **Calcul de l'espacement des armatures transversales (RPA 99 version 2003) :**

- Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min (10 \phi_L^{\min} ; 15 \text{ cm}) \dots\dots \text{Zone III et V}$$

$$S_t \leq \min (10 \times 1.4 \text{ cm}, 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm} ; \text{ Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

- Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min (15 \phi_L^{\min} \text{ cm}, 40 \text{ cm}, (10+a) \text{ cm}) = 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm}$$

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.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} ; \text{ soit } \phi_t = \mathbf{8mm}$$

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

➤ **La quantité minimale d'armatures transversales en (%) est donné comme suit :**

$$A_t^{\min} = \frac{A_t}{b_1 \times S_t}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{si } \lambda_g \geq 5 ; A_{\min} = 0.3\% b_1 \cdot S_t \\ \text{si } \lambda_g \leq 3 ; A_{\min} = 0.8\% b_1 \cdot S_t \\ \text{si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 ; \text{ interpoler entre les deux valeurs.} \end{array} \right.$$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

| | | (50x50) cm ² | | | (45x45) cm ² | (40x40) cm ² | (35x35) cm ² |
|---|---------------|-------------------------|------|------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| | | S.Sol | RDC | Et.service | | | |
| V _u (KN) | | 64.66 | | | 56.84 | 47.84 | 30.06 |
| λ _g | | 3.64 | 5.15 | 4.20 | 3.87 | 4.35 | 4.98 |
| ρ _a | | 3.75 | 2.5 | 3.75 | 3.75 | 3.75 | 3.75 |
| S _t (cm) | Zone nodale | 10 | | | 10 | | |
| | Zone courante | 15 | | | 15 | | |
| A _{t^{min}} (cm ²) | Zone nodale | 2.3 | 1.5 | 2.27 | 2.32 | 2.49 | 2.41 |
| | Zone courante | 2.84 | 1.25 | 2.75 | 2.89 | 2.98 | 2.96 |
| A _{t^{RPA}} calculée | Zone nodale | 1.21 | 0.80 | 1.21 | 1.16 | 1.12 | 0.80 |
| | Zone courante | 1.81 | 1.21 | 1.81 | 1.77 | 1.68 | 1.20 |
| A ^{adoptée} (cm ²) | | 3.01 | | | 3.01 | 3.01 | 3.01 |
| Choix d'armatures | | 6HA8 | | | 6HA8 | 6HA8 | 6HA8 |

Tableau VI-1-4 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.

○ **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 :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_b \cdot f_{ct28}$$

Avec : $\rho_b = \begin{cases} = 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 & \text{donc } \overline{\tau_{bu}} = 0.075 \times 25 = \mathbf{1.875 \text{ MPa}} \\ = 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 & \text{donc } \overline{\tau_{bu}} = 0.04 \times 25 = \mathbf{1 \text{ MPa}} \end{cases}$

| Zone | | B (cm) | d (cm) | V _u (KN) | λ _g | ρ _b | τ _u (MPa) | τ _b (Mpa) | Obs |
|------|---------|--------|--------|---------------------|----------------|----------------|----------------------|----------------------|-----|
| I | S.SOL | 50 | 47 | 64.66 | 3.64 | 0.04 | 1 | 0.28 | CV |
| | RDC | | | | 5.15 | 0.075 | 1.875 | | CV |
| | Et.serv | | | | 4.20 | 0.04 | 1 | | CV |
| II | | 45 | 42 | 56.84 | 3.87 | 0.04 | 1 | 0.30 | CV |
| III | | 40 | 37 | 47.84 | 4.35 | 0.04 | 1 | 0.32 | CV |
| IV | | 35 | 32 | 30.06 | 4.98 | 0.0075 | 1 | 0.26 | CV |

Tableau VI-1-5 : Vérification des contraintes tangentielles.

VI-1-6- Vérification à l'ELS :

A. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 modifié 99/Art.4.2.1) :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \times b \cdot d.$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

| Zone | N (KN) | M(KN.m) | e _s | A _{min} (cm ²) | A _{adoptée} (cm ²) | OBS |
|---------|-----------------------------|--------------------------|----------------|-------------------------------------|---|-----|
| (50×50) | N _{max} =1440.424 | M _{corr} = 0.64 | 0.0004 | 6.97 | 24.62 | CV |
| | N _{min} =398.168 | M _{corr} = 6.56 | 0.016 | 6.98 | | CV |
| | N _{corr} =1062.486 | M _{max} =-25.03 | 0.023 | 6.99 | | CV |
| (45×45) | N _{max} =1171.493 | M _{corr} = 4 | 0.0003 | 5.61 | 20.10 | CV |
| | N _{min} =257.848 | M _{corr} =4.65 | 0.018 | 5.62 | | CV |
| | N _{corr} =542.229 | M _{max} =24.41 | 0.045 | 5.63 | | CV |
| (40×40) | N _{max} =748.231 | M _{corr} =2.21 | 0.002 | 4.39 | 17.27 | CV |
| | N _{min} =130.909 | M _{corr} =4.94 | 0.037 | 4.40 | | CV |
| | N _{corr} =281.957 | M _{max} =29.01 | 0.102 | 4.33 | | CV |
| (35×35) | N _{max} =362.397 | M _{corr} =1.71 | 0.004 | 3.32 | 12.31 | CV |
| | N _{min} =22.446 | M _{corr} =4.84 | 0.215 | 3.40 | | CV |
| | N _{corr} =121.873 | M _{max} =47.14 | 0.387 | 3.46 | | CV |

Tableau VI-1-6 : Vérification de condition de non fragilité.

B. Etat limite d'ouverture de fissures :

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 M_s et N_s, on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

| Zone | N (KN.m) | M (KN.m) | As (cm ²) | σ _{b sup} (Mpa) | σ _{b inf} (Mpa) | $\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa) | σ _{s inf} (Mpa) | σ _{s sup} (Mpa) | σ _s (Mpa) | OBS |
|---------|----------|----------|-----------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------------|--------------------------|--------------------------|----------------------|-----|
| (50×50) | 1440.424 | 0.64 | 4HA20+6HA16 | 4.47 | 4.43 | 15 | 66.5 | 67 | 348 | CV |
| | 398.168 | 6.56 | | 1.42 | 1.04 | | 16 | 20.9 | | |
| | 1062.486 | -25.03 | | 2.57 | 3.99 | | 58.6 | 39.8 | | |
| (45×45) | 1171.493 | 4 | 10HA16 | 4.62 | 4.3 | 15 | 64.8 | 68.9 | 348 | CV |
| | 257.848 | 4.64 | | 1.16 | 0.8 | | 12.3 | 17.1 | | |
| | 542.229 | 24.41 | | 3.03 | 1.1 | | 18.4 | 43.5 | | |
| (40×40) | 748.231 | 2.21 | 4HA16+6HA14 | 3.65 | 3.41 | 15 | 51.4 | 54.5 | 348 | CV |
| | 130.909 | 4.94 | | 0.89 | 0.35 | | 5.8 | 12.7 | | |
| | 281.957 | 29.01 | | 2.94 | 0 | | -0.86 | 40.5 | | |
| (35×35) | 362.397 | 1.71 | 8HA14 | 2.42 | 2.13 | 15 | 32.3 | 35.9 | 348 | CV |
| | 22.446 | 4.84 | | 0.62 | 0 | | -6.37 | 7.84 | | |
| | 121.873 | 47.14 | | 5.62 | 0 | | -91.5 | 67.8 | | |

Tableau VI-1-7 : Vérification de l'état limite de service du béton à la compression.

VI-2- Ferrailage des poutres :**VI-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 l'ELS.

Le ferrailage des poutres sera déterminé en fonction des moments fléchissant max, qui seront données par les combinaisons suivantes.

Selon le BAEL 91 → ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

Selon le RPA version 2003 → $G+Q\pm E$

$0.8G\pm E$

VI-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

| | Section (cm ²) | Amin =0.5%bh (cm ²) | pourcentage maximal (cm ²) | |
|---------------------|----------------------------|---------------------------------|--|---------------------------|
| | | | Z. recouvrement A max=6% b h | Z. nodale A max=4% b h |
| Poutres principales | (30x40) | 6 | 48 | 72 |
| Poutre secondaire | (30x35) | 5.25 | 42 | 63 |

Tableau VI-2-1 : Section des armatures longitudinales.

- 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 minimale des armatures transversales est de données par :

$$A_t = 0.003 S_t \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- ✓ $S_t = \min (h/4 ; 12\phi)$ en zone nodale
- ✓ $S_t \leq h/2$ 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.

VI-2-3- Etapes de Calcul :**➤ Exposé de la méthode de calcul :**

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

- A_s : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.
- A'_s : section inférieure la plus comprimée.

On calcule le moment réduit : $\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$ avec $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta}$

M_u : Moment supporté par la section

$$\text{Situation courante : } \begin{cases} \gamma_b = 1.5 & \Rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1.15 & \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_b = 1.15 & \Rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1.00 & \Rightarrow \sigma_{st} = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ Définition du moment réduit limite :

$$\left. \begin{array}{l} f_e 400 \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0.392$$

On distingue deux cas :

- Si $\mu_b \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (**SSA**). Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0$) section d'acier tendue : $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma}$ avec $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- Si $\mu_b \geq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (**SDA**)

On calcul :

$$M_r = \mu_r b d^2 f_{bc} \quad \text{et} \quad \Delta M = M_u - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Armatures tendues : $A_{st} = \frac{M_u}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

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**)

Le ferraillage des poutres est récapitulé dans les tableaux suivant

VI-2-4- Exemple de calcul :

On se propose de calculer la section d'armatures de la poutre principales en travée :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{73.04 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14.2} = \mathbf{0.126}$$

$\mu < \mu_l = 0.392$ la section est simplement armée SSA ($A_{sc} = 0$)

$\mu = 0.126 \rightarrow \beta = 0.932$

$$A_{st} = \frac{73.04 \times 10^4}{0.932 \times 0.37 \times 348 \times 10^3} = \mathbf{6.08 \text{ cm}^2}$$

On opte pour : 3HA14+2HA16=8.64 cm

VI-2-5- Ferraillage des poutres principales (30x40) :

| Localisation | Moment (KN.m) | μ | Obs | β | A_{st} (cm ²) | A_{min} (cm ²) | $A_{adoptée}$ (cm ²) |
|--------------|---------------|-------|-----|---------|-----------------------------|------------------------------|----------------------------------|
| Travée | 73.04 | 0.126 | SSA | 0.932 | 6.08 | 6 | 3HA14+2HA16 = 8.64 |
| Appuis | -112.13 | 0.192 | SSA | 0.892 | 9.76 | 6 | 3HA14+3HA16 = 10.65 |

Tableau VI-2-2 : Ferraillage des poutres principales.

VI-2-6- Ferrailage des poutres secondaires (30×35) :

| Localisation | Moment (KN.m) | μ | Obs | β | A_{st} (cm ²) | A_{min} (cm ²) | $A_{adoptée}$ (cm ²) |
|--------------|---------------|-------|-----|---------|-----------------------------|------------------------------|----------------------------------|
| Travée | 64.52 | 0.148 | SSA | 0.919 | 6.30 | 5.25 | 3HA14+2HA16 = 8.64 |
| Appuis | -104.60 | 0.180 | SSA | 0.861 | 10.11 | 5.25 | 3HA14+3HA16 = 10.65 |

Tableau VI-2-3 : Ferrailage des poutres secondaires.**VI-2-7- Vérification à l'ELU :****A. Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

-poutres principales de (30×40) cm² : $A_{min} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 < 8.64 \Rightarrow$ **vérifié**

-poutres secondaires de (30×35) cm² : $A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 < 8.64 \Rightarrow$ **vérifié**

B. Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91/Art.A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd}$$

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU

-poutres principales $\tau_u = \frac{103.38 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37} = 0.93$ MPa

-poutres secondaires $\tau_u = \frac{39.81 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 0.41$ MPa

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

-poutres principales $\tau_u = 0.93 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée**

-poutres secondaires $\tau_u = 0.41 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée**

C. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (BAEL91.Art A.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 $(T_u - \frac{M_u}{0.9d}) \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où : $A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$

| | | |
|--|---|---|
| -poutres principales : $103.38 - \frac{112.13}{0.9 \times 0.37} = -233.34 < 0$ | } | Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires |
| -poutres secondaires : $39.81 - \frac{104.60}{0.9 \times 0.32} = -323.38 < 0$ | | |

D. Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :

$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$ (BAEL91.art A.2.1.32)

-Poutres principales : $T_u = 103,38 \text{KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.37 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 666 \text{KN}$.

-Poutres secondaires : $T_u = 39.81 \text{KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.32 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 576 \text{KN}$.

E. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL91 Art.A.6.1.2.1) :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$; avec : $\Psi = 1.5$ pour les aciers HA

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum U} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec $\sum U$: périmètre utile des aciers.

Poutres principales :

$\sum U = 3 \times 3.14 \times (1.6 + 1.4) = 28.26 \text{ cm}$

$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum U} = \frac{103.38}{0.9 \times 370 \times 28.26} = 0.01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

Poutres secondaires :

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times (1.6 + 1.4) = 28.26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum U} = \frac{39.81}{0.9 \times 320 \times 28.26} = 0.004 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

F. Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} ; \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

- Pour les T₁₄ : $l_s = 49.38 \text{ cm}$
- Pour les T₁₆ : $l_s = 56.44 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : **0.4 l_s**, pour les aciers HA.

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 **$l_a = 23 \text{ cm}$**

VI-2-8- Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \Phi_1 ; \frac{b}{10} \right) = \min(1.14, 1.4, 3)$$

Avec :

Φ_1 est le plus petit diamètre utilisé dans le ferrailage. Soit **$\Phi_t = 8 \text{ mm}$**

On choisira un cadre étier ; soit **$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$**

➤ Calcul des espacements :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 14\Phi ; 30 \text{ cm} \right)$$

- Poutres principales (30×40) : **$S_t = 8 \text{ cm}$**
- Poutres secondaires (30×35) : $S_t = 8.75 \text{ cm}$; soit : **$S_t = 7 \text{ cm}$**

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

- Poutres principales (30×40) : **$S_t = 20 \text{ cm}$**
- Poutres secondaires (30×35) : $S_t = 17.5 \text{ cm}$; soit : **$S_t = 15 \text{ cm}$**

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2h \quad \text{et} \quad H' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

H: hauteur de la poutre

b_1 et h_1 : dimensions du poteau

h_e : hauteur entre nus des poteaux

On aura : $H' = \max \{68; 50; 50; 60 \text{ cm}\} = 68 \text{ cm}$

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$ poutres principales

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$ poutres secondaires

NB : le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui.

➤ **Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_{min}^t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}^t$ La condition est vérifiée

VI-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 :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$ (A : armature adoptées à l'ELU)

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd}$$

Les résultats de vérifications à l'ELS, et les observations faites pour chaque cas sont résumés dans les tableaux qui suivent :

| Zone | M _s (KN.m) | A _s (cm ²) | ρ ₁ | β ₁ | K ₁ | σ _{st} (MPa) | σ _{bc} (MPa) | $\overline{\sigma}_{bc}$ | observation |
|------------|--------------------------|-----------------------------------|----------------|----------------|----------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|-------------|
| En travée | 22.04 | 8.64 | 0.782 | 0.873 | 24.37 | 78.97 | 3.240 | 15 | C.V |
| Aux appuis | -70.41 | 10.65 | 0.956 | 0.863 | 21.50 | 207.04 | 9.629 | 15 | C.V |

Tableau VI-2-4 : Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS.

| Zone | M _s (KN.m) | A _s (cm ²) | ρ ₁ | β ₁ | K ₁ | σ _{st} (MPa) | σ _{bc} (MPa) | $\overline{\sigma}_{bc}$ | observation |
|------------|--------------------------|-----------------------------------|----------------|----------------|----------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|-------------|
| En travée | 27.36 | 8.64 | 0.901 | 0.886 | 22.31 | 111.69 | 5.006 | 15 | C.V |
| Aux appuis | -74.63 | 10.65 | 1.095 | 0.856 | 19.72 | 255.82 | 12.972 | 15 | C.V |

Tableau VI-2-5 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires a l'ELS.

C. Etat limite de déformation du béton (article B.6.5-3 du BAEL 91) :

On doit justifier l'état de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite \bar{f}

$$\text{Pour } L=5\text{m} \rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500}$$

○ Poutres principales :

$$\text{La flèche admissible : } \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

○ Poutres secondaires :

$$\text{La flèche admissible : } \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm}$$

L : portée mesurée entre nus d'appuis

La plus grande flèche tirée par le logiciel ROBOT est :

- Poutres principales : $f = 0.12 \text{ cm} < \bar{f} = 1 \text{ cm}$
- Poutres secondaires : $f = 0.26 \text{ cm} < \bar{f} = 0.9 \text{ cm}$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

VI-2-10- Conclusion :

D'où le ferrailage retenu pour les poutres est résumée dans le tableau suivant comme suit :

| Type | Localisation | Armatures longitudinales | Armatures transversales | Espacement des armatures transversales (cm) | |
|----------------------------|--------------|--------------------------|-------------------------|---|----|
| Poutres principales | Aux appuis | 3HA14+3HA16 | 4HA8 | Zone nodale | 8 |
| | En travée | 3HA14+2HA16 | | Zone courante | 20 |
| Poutres secondaires | Aux appuis | 3HA14+3HA16 | 4HA8 | Zone nodale | 7 |
| | En travée | 3HA14+2HA16 | | Zone courante | 15 |

Tableau VI-2-6 : Récapitulatif du ferrailage des poutres principales et secondaires.

VI-3- Ferrailage des voiles :

VI-3-1- Introduction :

Le ferrailage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en quatre zones :

Zone I : RDC et 1^{er} étage.

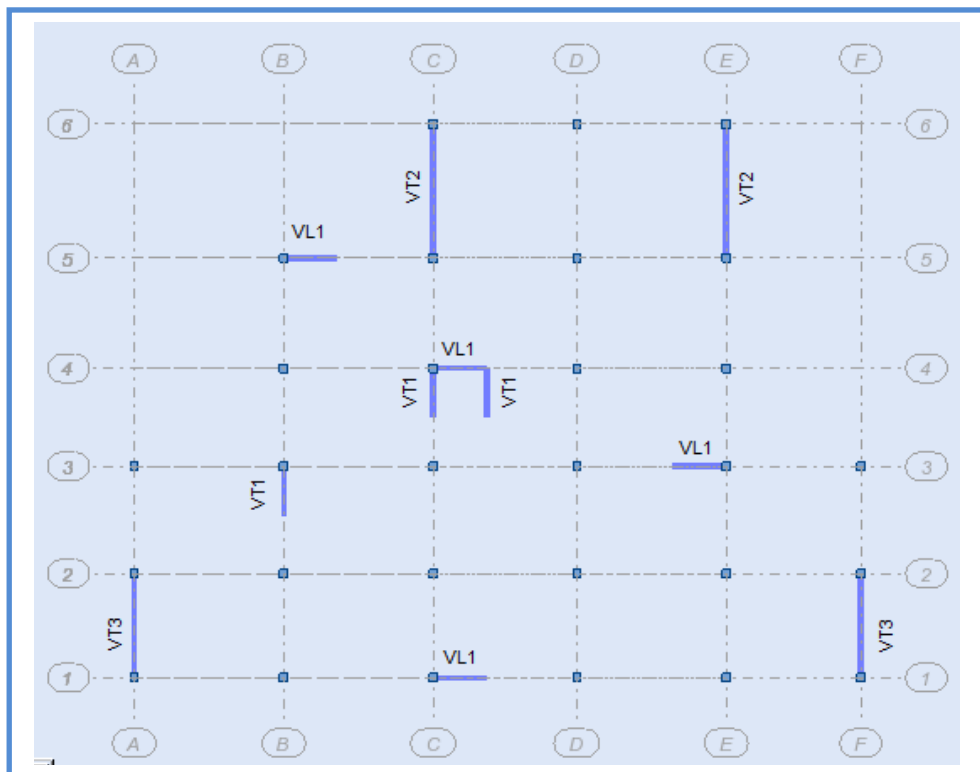
Zone II : 2^{ème} étage au 4^{ème} étage.

Zone III : 5^{ème} étage au 7^{ème} étage.

Zone IV : 8^{ème} étage à l'étage attique.

- Combinaison considérées pour le calcul sont :

- ✓ **ELU :** $1.35G + 1.5Q$
- ✓ **ELS :** $G + Q$
- ✓ **RPA99 Version 2003 :** $\begin{cases} 0.8 G \mp E \\ G + Q \mp E \end{cases}$



VI-3-2- Conception :

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION)

Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)

L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

Le **RPA / 99 / version 2003 (Art.3.4.A.1.a)** exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone *IIa*.

VI-3-3-Exposé de la méthode de calcul :

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode des **contraintes**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables. Les contraintes seront relevées du logiciel ROBOT.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

Avec :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

L_c : La longueur de la zone comprimée.

$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

L : Longueur du voile.

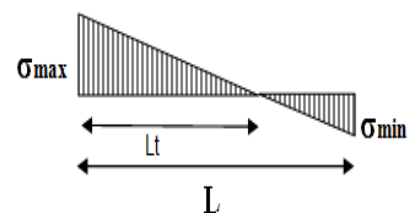
L_t : Longueur de la zone tendue.

$$L_c = L - L_t$$

✓ **Type de sollicitation**

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

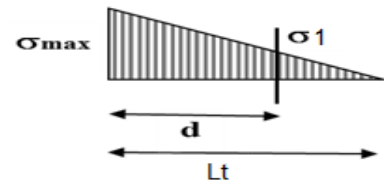
- Section entièrement comprimé (S.E.C).
- Section entièrement tendue (S.E.T).
- Section partiellement comprimé (S.P.C).



Pour notre cas on est dans le cas **d'une section partiellement comprimé SPC**.

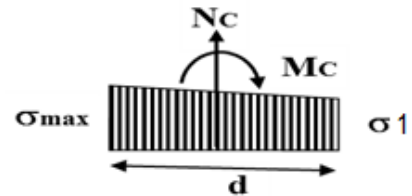
✓ contrainte au niveau de la section [d] :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{max}(L_t - d)}{L_t}$$



✓ efforts internes correspondants :

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



VI-3-4- Détermination des armatures :

1. Armatures verticales :

✚ En fonction des contraintes agissant sur le voile, on est dans le cas d'une : **Section partiellement comprimé SPC.**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_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: $\sigma_s(2‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Ainsi que: $0.20\% \leq \frac{A_{min}}{B_c} \leq 0.5 \%$ (Art A.8.1.21/BAEL91 modifiée 99)

B_c : section du béton comprimée

✓ **Traction simple :**

$$A_{min} \geq \frac{B_t \times f_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL Art A4.2.1)}$$

B_t : la section horizontale du béton tendu $B_t = d \times e$

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

$$A_{min} \geq A = 0.002 B \text{ (RPA Art 7.7.4.1)}$$

2. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

Selon BAEL :

$$A_h = \frac{A_h}{4}$$

Avec : A_h : section d'armature horizontales

B : section du béton

Selon l'RPA VS 2003 :

$$\begin{cases} A_h \geq 0.15\% \times B & \text{Globalement dans la section du voile} \\ A_h \geq 0.10\% \times B & \text{En zone courante} \end{cases}$$

3. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient 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 RPA vs 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

4. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ avec : } \bar{V} = 1.4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

\bar{V} : L'effort tranchant majoré à la base du voile.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

5. Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

✚ Exigences de RPA 99 version 2003 :

a) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min \{1,5 \cdot e ; 30\text{cm}\}$$

Avec : e : épaisseur du voile.

b) A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres verticales doit être réduit à moitié sur une longueur égale $1/10 L$ (largeur du voile) et ne doit pas dépasser 15cm.

c) Le diamètre des armatures verticales et horizontales ne doit pas dépasser $(1/10)$ de l'épaisseur du voile.

d) Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées, sous toutes les combinaisons possibles des charges.

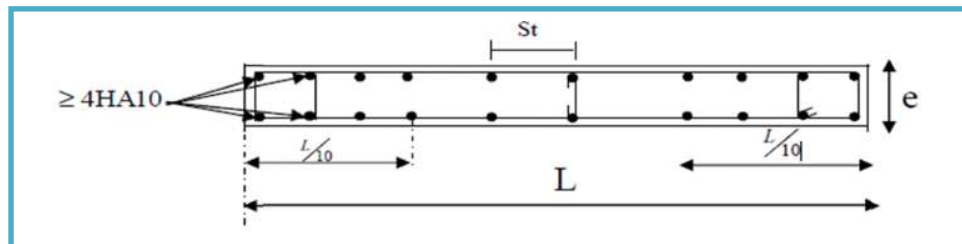


Figure VI-3-1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI-3-5- Les Vérifications :

➤ Vérification à l'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : L'effort normal appliqué à l'ELS.

B : section du béton

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\overline{\sigma}_b$: Contrainte admissible

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{bd} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \text{ et } \bar{v} = 1.4 v_u \dots\dots\dots \text{D'après RPA99 révisé 2003}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

b : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d=0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \dots\dots \text{Fissuration préjudiciable Selon BAEL91.}$$

Les résultats des calculs et de ferrailage des différents voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

❖ VL1 (1.8m)

| Zones | | Zone I | Zone II | Zone III | Zone IV | |
|---|--------------------------------------|------------------------|-------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|
| Caractéristiques géométriques | L(m) | 1.8 | 1.8 | 1.8 | 1.8 | |
| | e (m) | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | |
| | B(m) | 0.31 | 0.32 | 0.32 | 0.33 | |
| | H (m) | 4.08 | 2.89 | 2.89 | 2.89 | |
| | h _e (m) | 3.68 | 2.49 | 2.49 | 2.49 | |
| Sollicitations de calcul | σ_{\max} (KN/m ²) | 5029.72 | 1052.61 | 776.22 | 768.22 | |
| | σ_{\min} (KN/m ²) | -9278.01 | -4585.82 | -3037.34 | -1880.23 | |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | SPC | |
| | V _u (KN) | 220.820 | 167.220 | 88.370 | 145.740 | |
| | L _t (m) | 1.01 | 1.28 | 1.27 | 1.15 | |
| | L _c (m) | 0.54 | 0.29 | 0.33 | 0.47 | |
| | d(m) | 0.42 | 0.22 | 0.24 | 0.35 | |
| | σ_1 (KN/m ²) | 1676.573 | 350.870 | 258.740 | 256.073 | |
| | N(KN) | 282.90 | 31.44 | 25.28 | 35.65 | |
| | A _v (cm ²) | 7.07 | 0.79 | 0.63 | 0.89 | |
| | A _{vj} (cm ²) | 8.50 | 6.44 | 3.40 | 5.61 | |
| | A _{vi} | 9.20 | 2.40 | 1.48 | 2.29 | |
| | A _{min} (cm ²) | 1.69 | 0.90 | 0.98 | 1.39 | |
| | Ferrailage des voiles | Choix des barres | 2*(3HA14) | 2*(2HA12) | 2*(2HA10) | 2*(3HA10) |
| A _{adoptée} (cm ²) | | 9,23 | 4,52 | 3,14 | 4,71 | |
| S _t (cm) | | 15 | 15 | 15 | 15 | |
| A _H /nappe (cm ²) | | 5.40 | 5.40 | 5.40 | 5.40 | |
| Choix des barres / nappe (cm ²) | | 15HA10 | 11HA10 | 11HA10 | 11HA10 | |
| S _t = 25 cm | | A=11,77cm ² | A=8,63cm ² | A=8,63cm ² | A=8,63cm ² | |
| Vérification des contraintes | Armature transversal | | 4Epingles HA8 /m ² | | | |
| | contrainte | τ_u (MPA) | 0.33 | 0.37 | 0.19 | 0.32 |
| | | τ_b (MPA) | 0.46 | 0.52 | 0.27 | 0.45 |
| | ELS | N _s (KN) | 936.639 | 822.146 | 611.616 | 343.296 |
| σ_{bc} (MPA) | | 2.75 | 2.42 | 1.9 | 1.03 | |

Tableau VI-3-1 : Ferrailage des voiles longitudinaux VL1.

❖ VT1 (1.65 m)

| Zones | | Zone I | Zone II | Zone III | Zone IV | |
|---|---------------------------------------|-----------------------|-------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|
| Caractéristiques géométriques | L(m) | 1.65 | 1.65 | 1.65 | 1.65 | |
| | e (m) | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | |
| | B(m) | 0.28 | 0.29 | 0.29 | 0.30 | |
| | H (m) | 4.08 | 2.89 | 2.89 | 2.89 | |
| | h _e (m) | 3.73 | 2.54 | 2.54 | 2.54 | |
| Sollicitations de calcul | σ_{\max} (KN/m ²) | 3653.58 | 590.63 | 568.43 | 534.63 | |
| | σ_{\min} (KN/m ²) | -8340.65 | -5724.89 | -4378.55 | -2680.70 | |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | SPC | |
| | V _u (KN) | 127.430 | 82.590 | 42.190 | 22.790 | |
| | L _t (m) | 0.97 | 1.29 | 1.28 | 1.23 | |
| | L _c (m) | 0.43 | 0.13 | 0.17 | 0.25 | |
| | d (m) | 0.34 | 0.10 | 0.13 | 0.18 | |
| | $\bar{\sigma}_1$ (KN/m ²) | 1217.860 | 196.877 | 189.477 | 178.210 | |
| | N(KN) | 163.23 | 8.10 | 9.58 | 13.04 | |
| | A _v (cm ²) | 4.08 | 0.20 | 0.24 | 0.33 | |
| | A _{vj} (cm ²) | 4.91 | 3.18 | 1.62 | 0.88 | |
| | A _{vi} | 5.31 | 1.00 | 0.65 | 0.55 | |
| | A _{min} (cm ²) | 1.34 | 0.41 | 0.51 | 0.73 | |
| | Ferrailage des voiles | Choix des barres | 2*(3HA12) | 2*(1HA12) | 2*(1HA10) | 2*(1HA10) |
| A _{adoptée} (cm ²) | | 6,78 | 2,26 | 1,57 | 1,57 | |
| S _t (cm) | | 15 | 15 | 15 | 15 | |
| A _H /nappe (cm ²) | | 4,02 | 3.08 | 2.26 | 2.26 | |
| choix des barres/nappe (cm ²) | | 15HA8 | 11HA8 | 11HA8 | 11HA8 | |
| S _t = 25 cm | | A=7,54cm ² | A=5,52cm ² | A=5,52cm ² | A=5,52cm ² | |
| Vérification des contraintes | Armature transversal | | 4Epingles HA8 /m ² | | | |
| | contrainte | τ_u (MPA) | 0.19 | 0.18 | 0.09 | 0.05 |
| | | τ_b (MPA) | 0.27 | 0.25 | 0.12 | 0.07 |
| | ELS | N _s (KN) | 950.047 | 826.707 | 585.384 | 281.476 |
| $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA) | | 3.12 | 2.68 | 1.88 | 0.89 | |

Tableau VI-3-2 : Ferrailage des voiles transversaux VT1.

❖ VT2 (4.5m)

| Zones | | Zone I | Zone II | Zone III | Zone IV | |
|------------------------------------|--|---------------------|-------------------------------|-----------|-----------|---------|
| Caractéristique s | H (m) | 3.73 | 2.54 | 2.54 | 2.54 | |
| | he (m) | 4.08 | 2.89 | 2.89 | 2.89 | |
| | L (m) | 4,5 | 4,5 | 4,5 | 4,5 | |
| | e (m) | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | |
| | B (m ²) | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | |
| Sollicitations de calcul | $\bar{\sigma}_{\max}$ (KN/m ²) | 7269,120 | 5158,250 | 2798,430 | 1353,480 | |
| | $\bar{\sigma}_{\min}$ (KN/m ²) | 4162.620 | 2482.430 | 826.480 | 478.420 | |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | SPC | |
| | V _u (KN) | 566,622 | 542,598 | 381,528 | 251,188 | |
| | L _t (m) | 2,54 | 2,70 | 3,09 | 2,96 | |
| | L _c (m) | 1,46 | 1,30 | 0,91 | 1,04 | |
| | d (m) | 1,70 | 1,25 | 1,25 | 1,25 | |
| | $\bar{\sigma}_1$ (KN/m ²) | 2423,040 | 2780,088 | 1670,177 | 783,301 | |
| | N(KN) | 1643,46 | 988,32 | 556,34 | 266,03 | |
| | A _v (cm ²) | 41,09 | 24,71 | 13,91 | 6,65 | |
| | A _{vj} (cm ²) | 14,08 | 14,92 | 10,49 | 6,91 | |
| | A _{vi} (cm ²) | 44,08 | 28,44 | 16,53 | 8,38 | |
| | A _{min} (cm ²) | 6,78 | 13,07 | 13,07 | 13,07 | |
| Ferrailage des voiles | Choix des barres | 2*(12HA16) | 2*(9HA14) | 2*(9HA12) | 2*(9HA10) | |
| | A _{adoptée} (cm ²) | 48,23 | 27,69 | 20,34 | 20,35 | |
| | S _t (cm) | 15 | 15 | 15 | 15 | |
| | A _H /nappe (cm ²) | 12,00 | 12,00 | 12,00 | 12,00 | |
| | Choix des barres/nappe(cm ²) | 27HA8 | 27HA8 | 27HA8 | 27HA8 | |
| | S _t = 15 cm | 13,56 | 13,56 | 13,56 | 13,56 | |
| Vérification des contraintes | Armature transversal | | 4Epingles HA8 /m ² | | | |
| | contrainte | τ_u (MPa) | 0,787 | 0,754 | 0,530 | 0,349 |
| | | τ_b (MPa) | 0,562 | 0,538 | 0,379 | 0,249 |
| | ELS | N _s (KN) | 2012.523 | 1766.715 | 1283.614 | 709.102 |
| $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | | 2,323 | 2,092 | 1,546 | 0,840 | |

TableauVI-3-3 : Ferrailage des voiles transversaux VT2.

❖ VT3 (3.5m)

| Zones | | Zone I | Zone II | Zone III | Zone IV | |
|-------------------------------|---|---------------------|-------------------------------|-----------|-----------|---------|
| Caractéristiques géométriques | L(m) | 3.5 | 3.5 | 3.5 | 3.5 | |
| | e (m) | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | |
| | B(m) | 0.60 | 0.61 | 0.62 | 0.63 | |
| | H (m) | 4.08 | 2.89 | 2.89 | 2.89 | |
| | h _e (m) | 3.73 | 2.54 | 2.54 | 2.54 | |
| Sollicitations de calcul | σ_{\max} (KN/m ²) | 6618,250 | 4600,260 | 2602,390 | 1411,370 | |
| | σ_{\min} (KN/m ²) | 3952,380 | 1979,000 | 622,460 | 185,620 | |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | SPC | |
| | V _u (KN) | 403,354 | 377,230 | 243,320 | 219,380 | |
| | L _t (m) | 1,88 | 2,10 | 2,42 | 2,65 | |
| | L _c (m) | 1,12 | 0,90 | 0,58 | 0,35 | |
| | d (m) | 1,25 | 1,25 | 1,25 | 1,25 | |
| | σ_1 (KN/m ²) | 2206,083 | 1869,867 | 1264,077 | 748,619 | |
| | N(KN) | 1104,98 | 805,53 | 481,38 | 268,92 | |
| | A _v (cm ²) | 27,62 | 20,14 | 12,03 | 6,72 | |
| | A _{vj} (cm ²) | 11,09 | 10,37 | 6,69 | 6,03 | |
| | A _{vi} | 30,40 | 22,73 | 13,71 | 8,23 | |
| | A _{min} (cm ²) | 5,01 | 13,07 | 13,07 | 13,07 | |
| Ferrailage des voiles | Choix des barres | 2*(9HA16) | 2*(9HA14) | 2*(9HA12) | 2*(9HA10) | |
| | A _{adoptée} (cm ²) | 36,17 | 27,69 | 20,35 | 14,13 | |
| | S _t (cm) | 15 | 15 | 15 | 15 | |
| | A _H /nappe (cm ²) | 9,00 | 9,00 | 9,00 | 9,00 | |
| | Choix des barres/nappe (cm ²) | 27HA8 | 27HA8 | 27HA8 | 27HA8 | |
| | S _t = 15cm | 13,56 | 13,56 | 13,56 | 13,56 | |
| Vérification des contraintes | Armature transversal | | 4Epingles HA8 /m ² | | | |
| | contrainte | τ_u (MPa) | 0,747 | 0,699 | 0,451 | 0,406 |
| | | τ_b (MPa) | 0,534 | 0,499 | 0,322 | 0,290 |
| | ELS | N _s (KN) | 1286.509 | 1112.321 | 776.887 | 367.861 |
| | | σ_{bc} (MPa) | 1,992 | 1,754 | 1,244 | 0,580 |

TableauVI-3-4: Ferrailage des voiles transversaux VT3.

Chapitre VII

Etude De l'Infrastructure

VII-1- Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

VII-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) Fondation 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.

VII-3-Pré-dimensionnement des semelles :

VII-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.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

✓ Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (poteau carré).}$$

$$D'où : B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

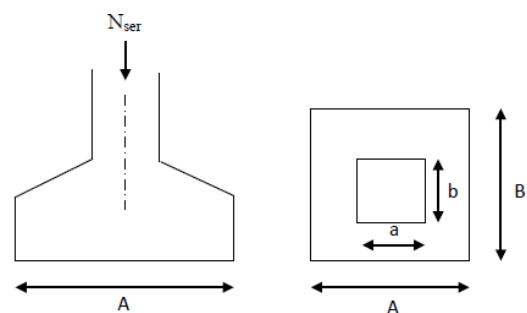


Figure VII-1 : Schéma de la semelle isolée.

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 1440.42 \text{ KN, } \bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1440.42}{200}} = 2.68 \rightarrow A = B = 3 \text{ m}$$

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.

VII-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.

$$\text{Avec : } N_s = G + Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{s} = \frac{G+Q}{BL} \rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{\text{sol}}=200\text{KN/m}^2$).

B : Largeur de la semelle.

G et Q : Charge et surcharge à la base du voile.

L : Longueur de la semelle sous voile.

▪ **Sens longitudinal :**

| Voile | $N_{\text{ser}}(\text{KN})$ | L(m) | B(m) | $S=(B \times L) (\text{m}^2)$ |
|-----------------|-----------------------------|------|------|-------------------------------|
| VL ₁ | 769.20 | 1.80 | 2.13 | 3.83 |
| VL ₁ | 970.50 | 1.80 | 2.69 | 4.84 |
| VL ₁ | 769.20 | 1.80 | 2.13 | 3.83 |
| VL ₁ | 855.92 | 1.80 | 2.37 | 4.27 |
| | | | | $\Sigma = 16.77$ |

Tableau VII-1 : Surface des semelles filante sous les voiles longitudinaux.

▪ **Sens transversal :**

| Voile | $N_{\text{ser}}(\text{KN})$ | L(m) | B(m) | $S=(B \times L)(\text{m}^2)$ |
|-----------------|-----------------------------|------|------|------------------------------|
| VT ₁ | 1107.50 | 1.65 | 3.35 | 5.53 |
| VT ₁ | 787.36 | 1.65 | 2.38 | 3.93 |
| VT ₁ | 691.32 | 1.65 | 2.09 | 3.45 |
| VT ₂ | 1728.87 | 4.5 | 1.92 | 8.64 |
| VT ₂ | 1703.59 | 4.5 | 1.89 | 8.5 |
| VT ₃ | 1052.23 | 3.5 | 1.50 | 5.25 |
| VT ₃ | 1269.86 | 3.5 | 1.81 | 6.34 |
| | | | | $\Sigma = 41.64$ |

Tableau VII-2 : Surface des semelles filante sous les voiles transversaux.

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \Sigma S_i = 58.41 \text{ m}^2$$

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**

$$R = \sum N_i$$

Avec : **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 :**

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

Avec : **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 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{si : } e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ \text{si : } e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{array} \right.$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}}$$

Avec **L** : distance entre nus des poteaux.

| Poteaux | N _s (KN) | e _i | M _i | N _s ×e _i |
|---------|---------------------|----------------|------------------|--------------------------------|
| 1 | 1415.41 | 9.3 | 0.64 | 13163.31 |
| 2 | 1440.42 | 4.8 | 1.4 | 6914.01 |
| 3 | 976.71 | 1.1 | 2.71 | 1074.38 |
| 4 | 1000.21 | -2.2 | -5.07 | -2200.46 |
| 5 | 996.08 | -5.8 | -11.53 | -5777.26 |
| 6 | 1329.91 | -9.3 | 0.98 | -12368.16 |
| | ∑ =7158.76 | / | ∑ =-10.86 | ∑ =805.82 |

Tableau VII-3 : Surface des semelles filante sous les poteaux.

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :**

$$E = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{805.82 - 10.86}{7158.76} = 0.11 \text{ m}$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle :**

On a : $e = 0.11 \text{ m}$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{7158.76}{18.6} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.11}{18.6}\right) = 371.22 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{7158.76}{18.6} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.11}{18.6}\right) = 398.54 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{7158.76}{18.6} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.11}{18.6}\right) = 391.71 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{391.71}{200} = 1.95 \text{ m}$$

✓ Donc on opte pour **B = 2m**

On aura donc, $S = 2 \times 18.6 = 37.2 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :

$$S_p = S \times n$$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 37.2 \times 5 = 186 \text{ cm}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 186 + 58.41 = 244.41 \text{ cm}^2$$

La surface totale de la structure : **$S_{st} = 320.23 \text{ cm}^2$**

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{244.41}{320.23} = 0.76$$

Donc : La surface des semelles représente **76%** 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.

VII-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 ;

VII-3-3-1- Pré dimensionnement du radier :

Selon la condition forfaitaire :

❖ **Sous voiles :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \rightarrow \frac{370}{8} \leq h \leq \frac{370}{5} \rightarrow 46.25 \text{ cm} \leq h \leq 74 \text{ cm}$$

Avec :

h : épaisseur du radier

L_{max} : distance entre deux voiles successifs

On prend : h=70 cm

❖ **Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante : $h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$

Avec une hauteur minimale de

$$h_d \geq \frac{370}{20} = 18.5 \text{ cm}$$

Soit : $h_d = 30 \text{ cm}$

❖ **Nervure :**

La nervure du radier est déterminée à l'aide des deux conditions suivantes:

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max} \text{ (Condition de longueur d'élasticité)}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : longueur élastique

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.

$$K = \begin{cases} 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{très mauvais sol} \\ 40 \text{ MPa} \rightarrow \text{sol moyen} \\ 120 \text{ MPa} \rightarrow \text{très bon sol} \end{cases}$$

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 $E=3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}}=10818.86 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \times 50\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.98 \text{ cm}$$

On prend : **$h=100 \text{ cm}$**

• **Largueur de nervure (b_n) :**

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \Rightarrow 0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100 \Rightarrow 40 \leq b_n \leq 70 \text{ cm}$$

Soit : **$b_n = 50 \text{ cm}$**

❖ **Dalle flottante :**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40} \Rightarrow \frac{500}{50} \leq h_t \leq \frac{500}{40} \Rightarrow 10 \leq h_t \leq 12.5 \text{ cm}$$

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.

➤ Calcul de la surface du radier :

Charge permanente de la structure : $G=32620.32$ KN

Charge d'exploitation de la structure : $Q= 6879.83$ KN

a) **Combinaison d'actions :**

L'ELU : $N_u=1,35G+ 1,5Q=54357.18$ KN.

L'ELS : $N_s= G+Q = 39500.15$ KN.

b) **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\text{L'ELU} : S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{54357.18}{1.33 \times 200} = 204.35 \text{ m}^2$$

$$\text{L'ELS} : S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{39500.15}{200} = 197.50 \text{ m}^2$$

D'où:

$$S_{rad} = \max. (S_{nec}^{ELU} ; S_{nec}^{ELS}) = 204.35 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 320.23 \text{ m}^2 > S_{rad} = 204.35 \text{ m}^2$$

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 :

$$L_{déb} \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{100}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de : $L_{déb} = 50 \text{ cm}$

D'après le calcul, la surface du débord :

$$S_{débord} = (24.3 \times 0.3) + (7.1 \times 0.3) + (4.5 \times 0.3) + (5 \times 0.3) + (7 \times 0.3) + (5 \times 0.3) + (9.8 \times 0.3) = 86.3 \times 0.3$$

$$S_{débord} = 25.89 \text{ m}^2$$

Donc : la surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{déb} = 320.23 + 25.89 = 345.38 \text{ m}^2$

$$S_{rad} = 345.38 \text{ m}^2$$

VII-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 :**

$$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times P_b$$

$$= 345.38 \times 0.3 \times 25 = 2590.35 \text{ KN}$$

- **Poids des nervures :**

$$P_{ner} = b_n (h_n - h_d) \rho_h \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m)$$

$$= 0.5 (1 - 0.3) \times 196.4 \times 25 = 1718.5 \text{ KN}$$

- **Poids du remblai (TVO) :**

$$P_{tvo} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (H_n - H_d) \times \rho_{TVO}$$

$$\text{Avec : } S_{ner} = b_n \times \sum (L_x \times n + L_y \times m) = 0.5 \times 196.4 = 98.2 \text{ m}^2$$

$$P_{tvo} = 345.38 - 98.2 \times (1 - 0.3) \times 17 = 4702.88 \text{ KN}$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{df} = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times \rho_b$$

$$= (345.38 - 98.2) \times 0.12 \times 25 = 617.95 \text{ KN}$$

$$G_{rad \text{ tot}} = P_{dalle} + P_{ner} + P_{tvo} + P_{df} = 9629.18 \text{ KN}$$

b) Surcharges d'exploitation :

Surcharge de bâtiment : $Q_{bat} = 6879.83 \text{ KN}$

Surcharge de radier : $Q_{rad} = 1208.83 \text{ KN}$

c) Poids total de la structure :

$$G_t = G_{bat} + G_{rad} = 32620.32 + 9629.18 = 42249.5 \text{ KN}$$

$$Q_t = Q_{bat} + Q_{rad} = 6879.83 + 1208.83 = 8088.66 \text{ KN}$$

d) Combinaison d'actions :

$$\text{L'ELU : } N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 42249.5 + 1.5 \times 8088.66 \times 66 = 69169.82 \text{ KN}$$

$$\text{L'ELS : } N_s = G + Q = 42249.5 + 8088.66 = 50338.16 \text{ KN}$$

VII-3-3-3- Les vérifications :

A. Vérification à a contrainte de cisaillement (BAEL91 Art A.5.1.1) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

Avec : b = 100cm ; d = 0,9 h_d = 0,9×30 = 27cm

$$T_u^{max} = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{69169.82 \times 1}{345.38} \times \frac{5}{2} = 500.68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{500.68 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.85 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,85 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$ 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.

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \cdot \mathbf{h}$$

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 : σ_m

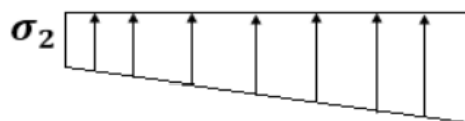


Figure VII-2 : Diagramme des contraintes.

On doit vérifier que :

$$\underline{L'ELU} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol} \text{ (d'après le DTU 13.12/2,31)}$$

$$\underline{L'ELS} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \text{ (d'après le DTU 13.12/2,31)}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12.83 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7.59 \text{ m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 13030.58 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = 22240 \text{ m}^4$$

Calcul des moments :

$M = M_0 + T_0 \times h$ avec : $h = h_n + h_d = 100 + 30 = 130 \text{ cm}$

$$M_{xx} = 50453.96 + 1882.98 \times 1.3 = 52901.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 42045.34 + 2197.53 \times 1.3 = 44902.13 \text{ KN.m}$$

$$1,33 \times \sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Stabilité du radier (sens longitudinal) :**

L'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot V$$

$$\sigma_1 = \frac{69169.82}{345.38} + \frac{52453.96}{22240} \times 12.83 \Rightarrow \sigma_1 = 230.53 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot V$$

$$\sigma_2 = \frac{69169.82}{345.38} - \frac{52453.96}{22240} \times 12.83 \Rightarrow \sigma_2 = 170.01 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 215.4 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 215.4 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$ **condition vérifiée.**

L'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{s}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot V$$

$$\sigma_1 = \frac{50338.16}{345.38} + \frac{52453.96}{22240} \times 12.83 \Rightarrow \boxed{\sigma_1 = 176.01 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot V$$

$$\sigma_2 = \frac{50338.16}{345.38} - \frac{52453.96}{22240} \times 12.83 \Rightarrow \boxed{\sigma_2 = 115.48 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 160.87 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 160.87 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$ condition vérifiée.

➤ **Stabilité du radier (sens transversal) :**

L'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot V$$

$$\sigma_1 = \frac{69169.82}{345.38} + \frac{44902.13}{13030.58} \times 7.59 \Rightarrow \boxed{\sigma_1 = 226.42 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot V$$

$$\sigma_2 = \frac{69169.82}{345.38} - \frac{44902.13}{13030.58} \times 7.59 \Rightarrow \boxed{\sigma_2 = 174.12 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 213.35 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 213.35 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$ condition vérifiée.

L'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot V$$

$$\sigma_1 = \frac{50338.16}{345.38} + \frac{44902.13}{13030.58} \times 9.3 \Rightarrow \boxed{\sigma_1 = 171.79 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot V$$

$$\sigma_2 = \frac{50338.16}{345.38} - \frac{44902.13}{13030.58} \times 9.3 \Rightarrow \boxed{\sigma_2 = 119.49 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 158.72 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 158.72 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$ condition vérifiée.

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.

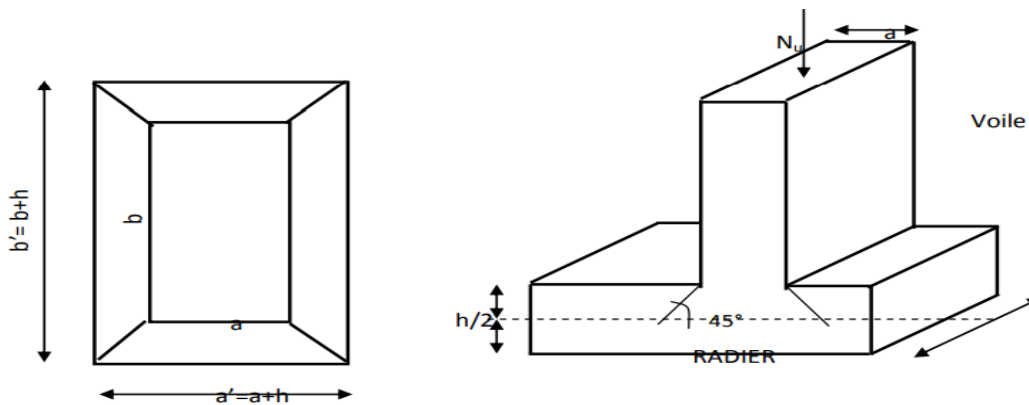


Figure VII-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

➤ **Calcul du périmètre utile μ_c :**

- **Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.5 + 0.5 + 2 \times 1) = 6 \text{ m}$$

$$N_u = 0.07 \times 6 \times 1 \times 25 \times 10^3 / 1.5 = 7000 \text{ KN.}$$

$$N_u = 7000 \text{ KN} < N_{u,\text{poteau}} = 1991.51 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Voile :**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \cdot h) = 2(0.2 + 4.5 + 2 \times 1) = 13.4$$

$$N_u = 0.07 \times 13.4 \times 1 \times 25 \times 10^3 / 1.5 = 15633.4 \text{ KN}$$

$$N_u = 15633.4 \text{ KN} < N_{u,\text{voile}} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

D. Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique

$P > P'$ 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. ($h= 0.7\text{m}$)

$P= 42249.5 \text{ KN}$

$P' = 1.5 \times 345.38 \times 10 \times 0.7 = 3626.49 \text{ KN}$

$P= 42249,5 \text{ KN} > P' = 3626,49 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

VII-4- Ferrailage du radier :

VII-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 encastres sur 04 appuis.

VII-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 considèrera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

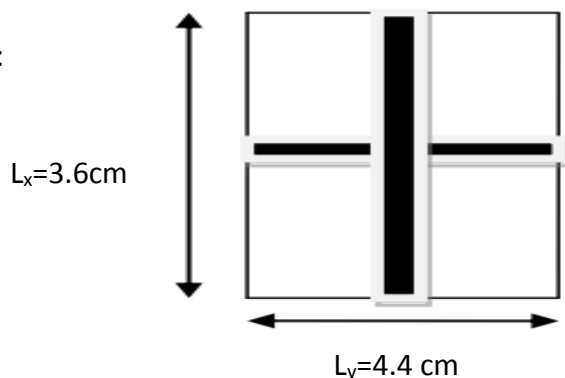
Le panneau le plus sollicité aux dimensions suivantes :

$L_x = 4.1 - 0.5 = 3.6\text{m}$

$L_y = 4.9 - 0.5 = 4.4\text{m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.6}{4.4} = 0.81$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ 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 :**

$$\sigma_M^{max} = \max(\sigma_u^1, \sigma_u^2) = \max(215.4 ; 213.35) = 215.4 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{um} = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 215.4 - \frac{9629.18}{345.38} = 187.52 \text{ KN/m}^2$$

▪ **A l'ELS :**

$$\sigma_M^{max} = \max(\sigma_s^1, \sigma_s^2) = \max(160.87 ; 158.72) = 160.87 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{sm} = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 160.87 - \frac{9629.18}{345.38} = 132.99 \text{ KN/m}^2$$

VII-4-1-2- Calcul a l'ELU :

$$q_u = 187.52 \text{ KN/m}^2 ; \quad \begin{cases} \rho = 0.81 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} U_x = 0.0553 \\ U_y = 0.613 \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :**

$$M_{0x} = u_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0553 \times 187.52 \times 3.6^2 = 134.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = u_y \times M_{0x} = 0.613 \times 134.39 = 82.38 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorés en leur affectant un coefficient de (-0.5) aux appuis et (0.75) en travée.

• **Aux appuis :**

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -67.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.75 M_{0y} = -41.19 \text{ KN.m}$$

• **En travée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 100.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 61.78 \text{ KN.m}$$

VII-4-1-3- Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml.

$$\mu = \frac{Ma}{b.d^2.fbu} ; \quad A_a = \frac{Ma}{\beta.d.\sigma_{st}} ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa.}$$

Avec : $b=100 \text{ cm}$; $h=30 \text{ cm}$; $d=27 \text{ cm}$

| Sens | zone | M _U (KN.m) | μ _u | B | section | A (cm ²) | A _{adoptée} (cm ²) | S _t (cm) |
|------|--------|--------------------------|----------------|-------|---------|----------------------|--|------------------------|
| XX | Appuis | -67.20 | 0.064 | 0.967 | SSA | 7.39 | 6HA14 = 9.23 | 15 |
| | Travée | 100.79 | 0.098 | 0.948 | SSA | 11.31 | 6HA16 = 12.06 | 15 |
| YY | Appuis | -41.19 | 0.040 | 0.980 | SSA | 4.47 | 5HA12 = 5.65 | 20 |
| | travée | 67.78 | 0.060 | 0.969 | SSA | 6.78 | 5HA14 = 7.69 | 20 |

Tableau VII-4 : Ferrailage du radier.

VII-4-1-4-Vérification à l'ELU :

A. Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :

$$A_{min} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{Lx}{Ly}}{2} ; \text{ Avec : } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour Fe400}$$

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0.81}{2} = 2.63 \text{ cm}^2$$

Avec ω₀ : pourcentage de référence qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

| Sens | Zone | A (cm ²) | A _{min} (cm ²) | Observation |
|------|--------|----------------------|-------------------------------------|--------------------|
| XX | Appuis | 7.39 | 2.63 | Condition vérifiée |
| | travée | 11.31 | | Condition vérifiée |
| YY | Appuis | 4.47 | 2.63 | Condition vérifiée |
| | travée | 6.78 | | Condition vérifiée |

Tableau VII-5 : Vérification de condition de non fragilité.

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 x-x :

$$S_t \leq \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- Dans le sens y-y :

$$S_t \leq \min\{4h; 45 \text{ cm}\} = \min\{4h ; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

$$S_t = 40 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

C. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : $P = q_{um} \cdot l_x \cdot l_y = 187.52 \times 3.6 \times 4.4 = 2970.32 \text{ KN}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3.33 ; 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

Sens x-x : $V_u = \frac{p}{3 L_y} = \frac{2970.32}{3 \times 4.4} = 225.02 \text{ KN/ml}$

Sens y-y : $V_u = \frac{p}{2 L_y + L_x} = 239.54 \text{ KN/ml}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} = \frac{239.54 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.88 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VII-4-1-5- Calcul et vérification à l'ELS :

$$q_s = 132.99 \text{ KN/m}^2 ; \begin{cases} \rho = 0.81 \\ \nu = 0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} U_x = 0.0553 \\ U_y = 0.613 \end{cases}$$

- Moments fléchissant :

$$M_{0x} = u_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0553 \times 132,99 \times 3,6^2 = 95,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = u_y \times M_{0x} = 0,613 \times 95,31 = 58,43 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments M_a ; M_t :

Sens xx :

$$M_{app} = -0.5 M_x = -0.5 \times 95,31 = -47,655 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_x = 0.75 \times 95,31 = 71,48 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$M_{app} = -0.5 M_y = -0.5 \times 58,43 = -29,215 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_y = 0.75 \times 58,43 = 43,822 \text{ KN.m}$$

♦ **Vérification des contraintes dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \quad \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \cdot d} ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

| Sens | zone | A _s (cm ²) | M _s (KN.m) | ρ ₁ | β ₁ | K ₁ | σ _{st} (MPa) | $\overline{\sigma}_{st}$ (MPa) | σ _b (MPa) | $\overline{\sigma}_b$ (MPa) | obs |
|------|--------|--------------------------------------|-----------------------|----------------|----------------|----------------|--------------------------|-----------------------------------|-------------------------|--------------------------------|--------------------|
| XX | Appuis | 7.39 | - 47,655 | 0.275 | 0.916 | 45.24 | 260,73 | 348 | 5,76 | 15 | Condition vérifiée |
| | Travée | 11.31 | 71,48 | 0.418 | 0.901 | 35.50 | 259,79 | 348 | 7,31 | 15 | Condition vérifiée |
| YY | Appuis | 4.47 | -29,215 | 0.169 | 0.934 | 60.76 | 259,17 | 348 | 4,265 | 15 | Condition vérifiée |
| | Travée | 6.78 | 43,822 | 0.253 | 0.920 | 47.50 | 260,20 | 348 | 5,477 | 15 | Condition vérifiée |

Tableau VII-6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

VII-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.

VII-4-2-1- Sollicitation de calcul :

▪ **ELU :**

q_u = 187.52 KN

$$M_u = \frac{-q_u \times l^2}{2} = \frac{-187.52 \times 0.5^2}{2} = -23,44 \text{ KN.m}$$

▪ **ELS:**

q_s = 132.99 KN

$$M_s = \frac{-q_s \times l^2}{2} = \frac{-132.99 \times 0.5^2}{2} = -16,62 \text{ KN.m}$$

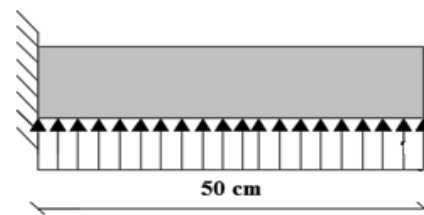


Figure VII-4 : Schéma statique du débord.

VII-4-2-2- Calcul des armatures :

- **Armatures principales :**

$b=100 \text{ cm}$; $d=27 \text{ cm}$; $f_{bc}= 14.2\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $M_u=-23,44\text{KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{-23.44 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.022 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$\mu_u = 0.022 \rightarrow \beta = 0.989$ (Tableau)

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{23.44 \times 10^3}{0.989 \times 27 \times 348} = 2.52 \text{ cm}^2$$

Soit : **Aa = 6HA10 = 4.71 cm²** avec : **S_t = 15 cm**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

Soit : **Ar = 4HA10 = 3.14 cm²** avec : **S_t = 15 cm**

VII-4-2-3- Vérification à l'ELU :

On doit vérifier que : **A_{adoptée} > A_{min}**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

A_{adoptée} = 4.71 cm² > 3.26 cm²condition vérifiée.

VII-4-2-4- Vérification à l'ELS :

- **Vérification de l'état limite de compression dans le béton :**

Il faut vérifier que : **$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.71}{100 \times 27} = 0.174$$

$\rho_1 = 0.174 \rightarrow \beta_1 = 0.932 \rightarrow \alpha_1 = 0.204$

$$K = \frac{\alpha_1}{15 (1 - \alpha_1)} = 0.017$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{16.62 \times 10^6}{0.932 \times 270 \times 4.41 \times 10^2} = 140.23 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 58.53 \times 140.23 = 2.38 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 2.38 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

• **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

$\sigma_{st} = 140.23 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ **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.

VII-4-3- Ferrailage de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci il sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdale.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

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 :**

$$\text{Moment fléchissant : } L_m = L_x \cdot \left(0,5 - \frac{\gamma^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } L_t = L_x \cdot \left(0,5 - \frac{\gamma^2}{4} \right)$$

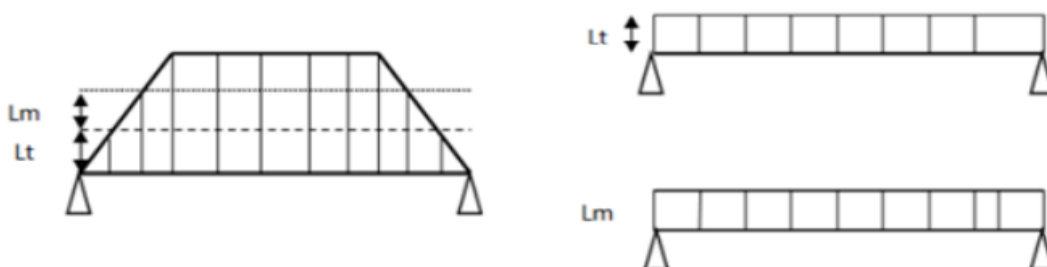


Figure VII-5: Présentation des chargements simplifiés.

VII-4-3-1- Charges revenant à la nervure :

- Pour les charges triangulaires :

$$l_m = 0.333 l_x$$

$$l_t = 0.25 l_x$$

- Pour les charges trapézoïdales :

$$l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho x^2}{4} \right)$$

Les charges à considérer :

- Pour les moments fléchissant :

$$q_{um} = q_u \times l_m$$

$$q_{sm} = q_s \times l_m$$

- pour les efforts tranchants :

$$q_{ut} = q_u \times l_t$$

$$q_{st} = q_s \times l_t$$

➤ **Détermination des charges :**

$$\underline{\text{L'ELU}} : q_u = \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(215.4 - \frac{9629.18}{345.38} - \frac{1718.5}{98.2} \right) = 170.02 \text{ KN/ml.}$$

$$\underline{\text{L'ELS}} : q_s = \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(160.87 - \frac{9629.18}{345.38} - \frac{1718.5}{98.2} \right) = 115.49 \text{ KN/ml.}$$

Remarque :

Pour calculer ces nervures, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens ;

Soit la file 5 dans le sens X-X et la file D dans les sens Y-Y.

Sens longitudinal (file 5) :

| | | | | | | | | | | Moment fléchissant | | | | Effort tranchant | | | |
|--------|---------|--------------|--------------|----------|-------------|--------------|--------------|-------------------------------|-------------------------------|--------------------|-------------------------|--------------------|-------------------------|--------------------|-------------------------|--------------------|-------------------------|
| 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) | Q_{um} (KN/m) | $\sum Q_{um}$ (KN/m) | Q_{sm} (KN/m) | $\sum Q_{sm}$ (KN/m) | Q_{ut} (KN/m) | $\sum Q_{ut}$ (KN/m) | Q_{st} (KN/m) | $\sum Q_{st}$ (KN/m) |
| BC | 1 | 5 | 0 | 0 | trapézoïdal | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 166.83 | 0 | 113.18 | 0 | 147.11 | 0 | 107.11 |
| | 2 | 5 | 3.7 | 0.74 | trapézoïdal | 0.98 | 0.63 | 170.02 | 115.49 | 166.83 | | 113.18 | | 107.11 | | | |
| CD | 1 | 4.8 | 4.5 | 0.938 | trapézoïdal | 1.50 | 1.05 | 170.02 | 115.49 | 255.22 | 436.92 | 173.24 | 295.66 | 178.52 | 397.94 | 120.75 | 233.77 |
| | 2 | 4.8 | 3.7 | 0.771 | trapézoïdal | 1.06 | 0.82 | 170.02 | 115.49 | 181.70 | | 122.42 | | 139.42 | | 113.02 | |
| DE | 1 | 5 | 4.5 | 09 | trapézoïdal | 1.47 | 0.95 | 170.02 | 115.49 | 250.48 | 417.31 | 169.77 | 282.95 | 161.52 | 478.64 | 109.72 | 216.83 |
| | 2 | 5 | 3.7 | 0.74 | trapézoïdal | 0.98 | 0.63 | 170.02 | 115.49 | 166.83 | | 113.18 | | 107.11 | | | |

Tableau VII-7 : Chargement de la nervure la plus sollicitée dans le sens longitudinal.

Sens transversal (file D) :

| | | | | | | | | | | Moment fléchissant | | | | Effort tranchant | | | |
|--------|---------|--------------|--------------|----------|--------------|--------------|--------------|-------------------------------|-------------------------------|--------------------|-------------------------|--------------------|-------------------------|--------------------|-------------------------|--------------------|-------------------------|
| 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) | Q_{um} (KN/m) | $\sum Q_{um}$ (KN/m) | Q_{sm} (KN/m) | $\sum Q_{sm}$ (KN/m) | Q_{ut} (KN/m) | $\sum Q_{ut}$ (KN/m) | Q_{st} (KN/m) | $\sum Q_{st}$ (KN/m) |
| 1-2 | 1 | 3.5 | 4.8 | 0.729 | triangulaire | 1.16 | 0.83 | 170.02 | 115.49 | 197.22 | 394.44 | 133.97 | 267.93 | 149.61 | 299.23 | 101.63 | 203.26 |
| | 2 | 3.5 | 5 | 0.7 | triangulaire | 1.16 | 0.83 | 170.02 | 115.49 | 197.22 | | 133.97 | | 149.61 | | 101.63 | |
| 2-3 | 1 | 3.6 | 4.8 | 0.75 | triangulaire | 1.19 | 0.9 | 170.02 | 115.49 | 202.32 | 404.64 | 137.43 | 274.86 | 153.09 | 306.18 | 103.94 | 207.88 |
| | 2 | 3.6 | 5 | 0.72 | triangulaire | 1.19 | 0.9 | 170.02 | 115.49 | 202.32 | | 137.43 | | 153.09 | | 103.94 | |
| 3-4 | 1 | 3.3 | 4.8 | 0.688 | triangulaire | 1.09 | 0.83 | 170.02 | 115.49 | 185.32 | 370.64 | 125.88 | 251.76 | 141.12 | 282.24 | 95.86 | 191.71 |
| | 2 | 3.3 | 5 | 0.66 | triangulaire | 1.09 | 0.83 | 170.02 | 115.49 | 185.32 | | 125.88 | | 141.12 | | 95.85 | |
| 4-5 | 1 | 3.7 | 4.8 | 0.771 | triangulaire | 1.23 | 0.93 | 170.02 | 115.49 | 209.12 | 418.25 | 142.05 | 284.10 | 158.11 | 316.23 | 107.41 | 214.82 |
| | 2 | 3.7 | 5 | 0.74 | triangulaire | 1.23 | 0.93 | 170.02 | 115.49 | 209.12 | | 142.05 | | 158.11 | | 107.41 | |
| 5-6 | 1 | 4.5 | 4.8 | 0.938 | triangulaire | 1.49 | 1.13 | 170.02 | 115.49 | 218.32 | 436.65 | 162.08 | 324.16 | 192.12 | 416.54 | 130.51 | 261.02 |
| | 2 | 4.5 | 5 | 0.9 | triangulaire | 1.49 | 1.13 | 170.02 | 115.49 | 218.32 | | 162.08 | | 192.12 | | 130.51 | |

Tableau VII-8 : Chargement de la nervure la plus sollicitée dans le sens transversal.

VII-4-3-2- Détermination des sollicitations :

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants sont donnés par le logiciel ROBOT.

- **Sens longitudinal :**



Figure VII-6 : Chargement à l'ELU pour les moments fléchissant dans le sens longitudinal.

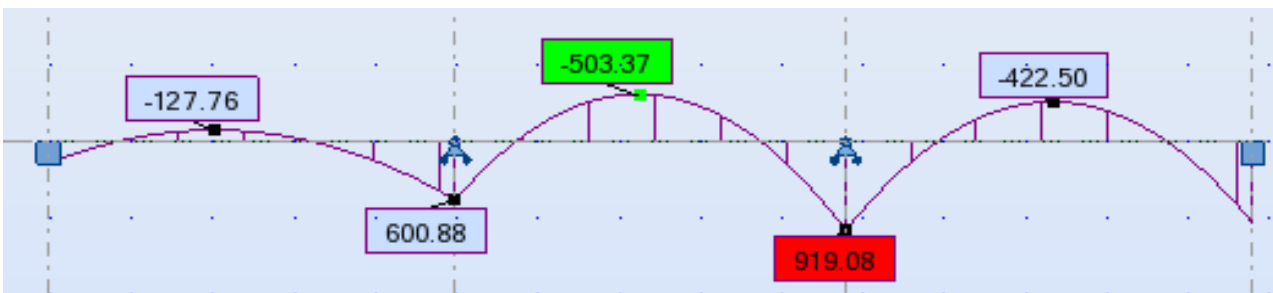


Figure VII-7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU dans le sens longitudinal.

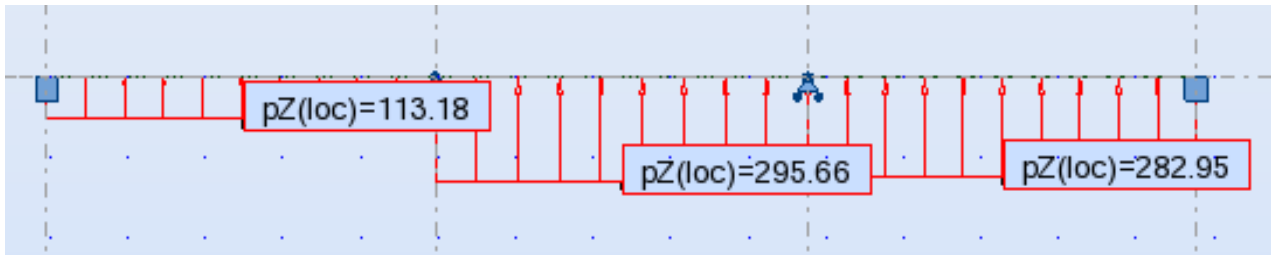


Figure VII-8 : Chargement à l'ELS pour les moments fléchissant dans le sens longitudinal.

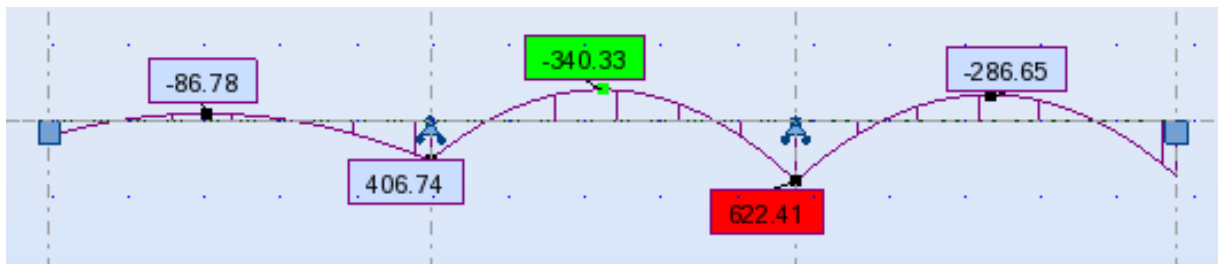


Figure VII-9 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS dans le sens longitudinal.

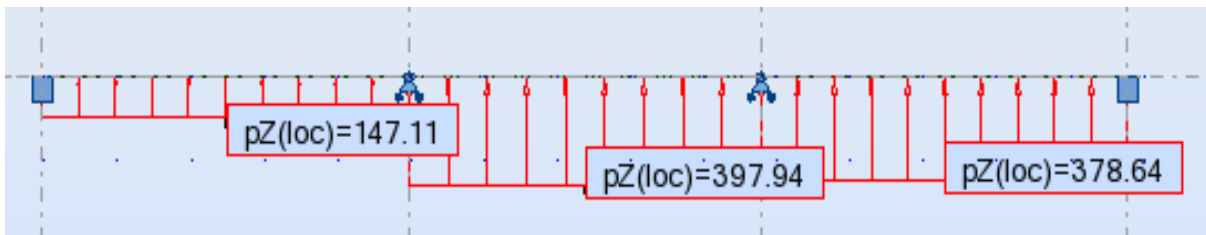


Figure VII-10 : Chargement à l'ELU pour les efforts tranchants dans le sens longitudinal.

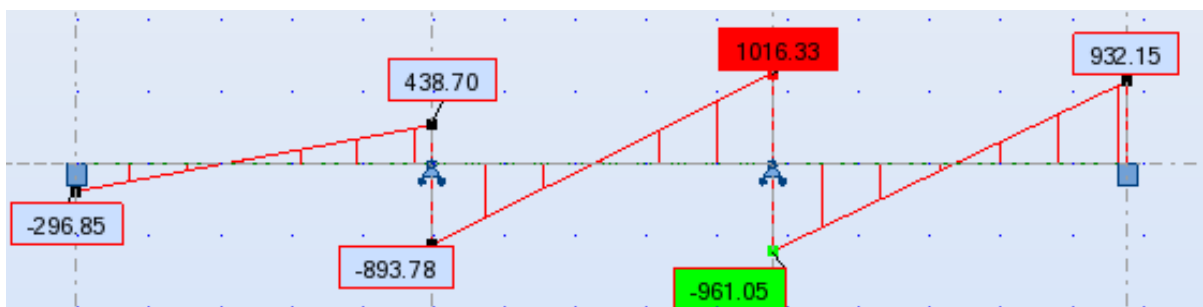


Figure VII-11 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU dans le sens longitudinal.

- Sens transversal :

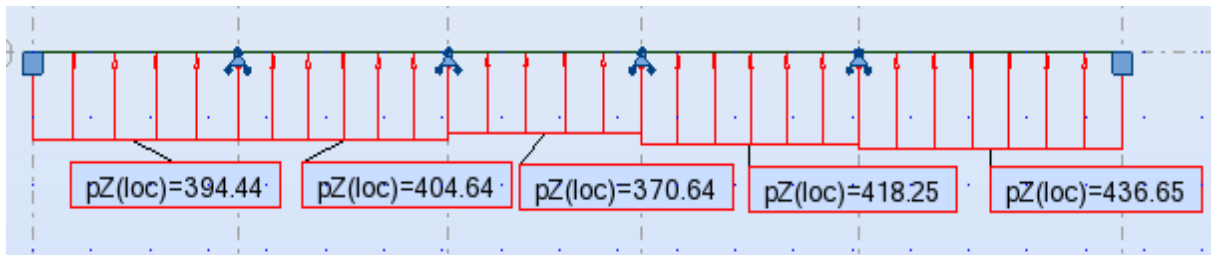


Figure VII-12 : Chargement à l'ELU pour les moments fléchissant dans le sens transversal.

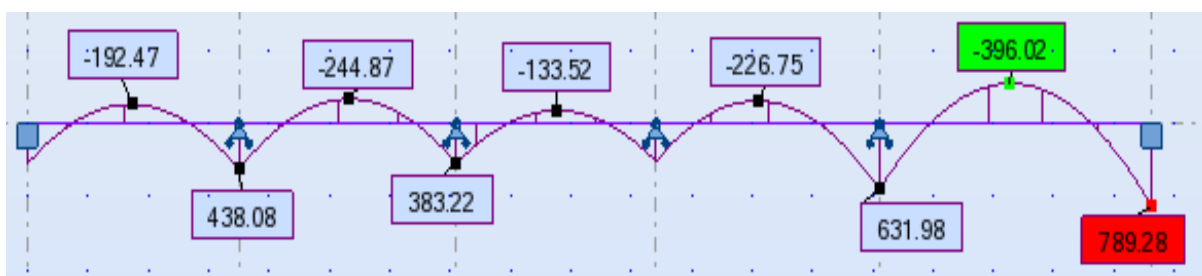


Figure VII-13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU dans le sens transversal.

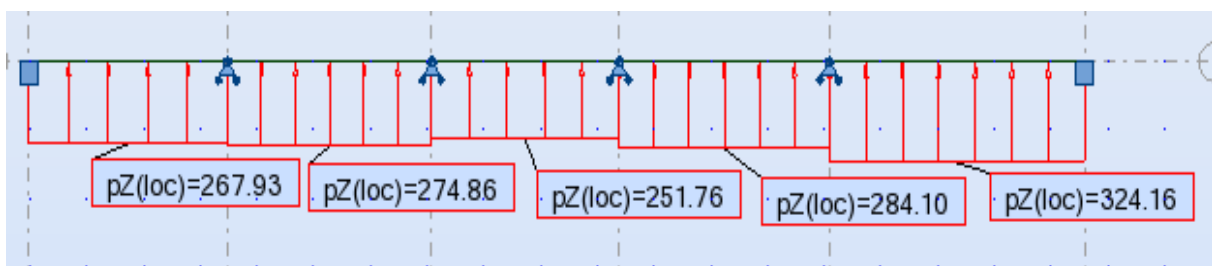


Figure VII-14 : Chargement à l'ELS pour les moments fléchissant dans le sens transversal.

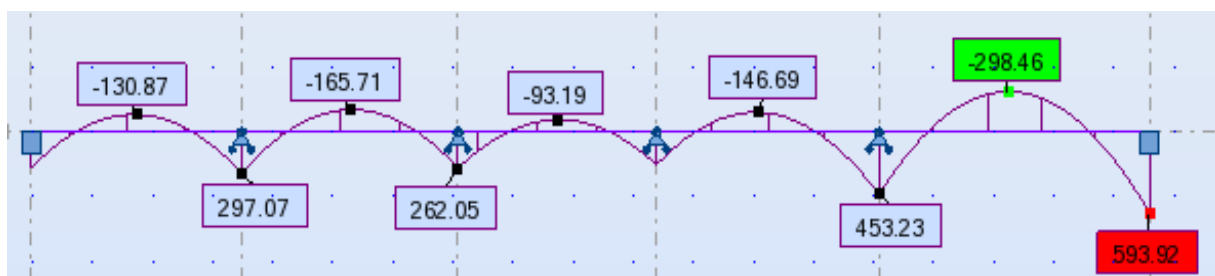


Figure VII-15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS dans le sens transversal.

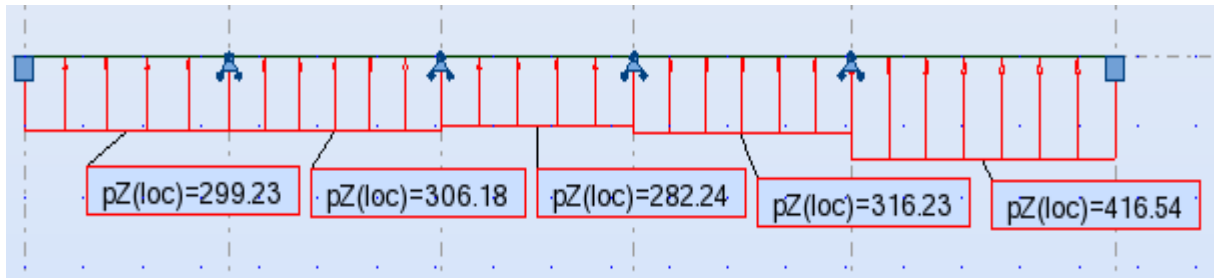


Figure VII-16 : Chargement à l'ELU pour les efforts tranchant dans le sens transversal.

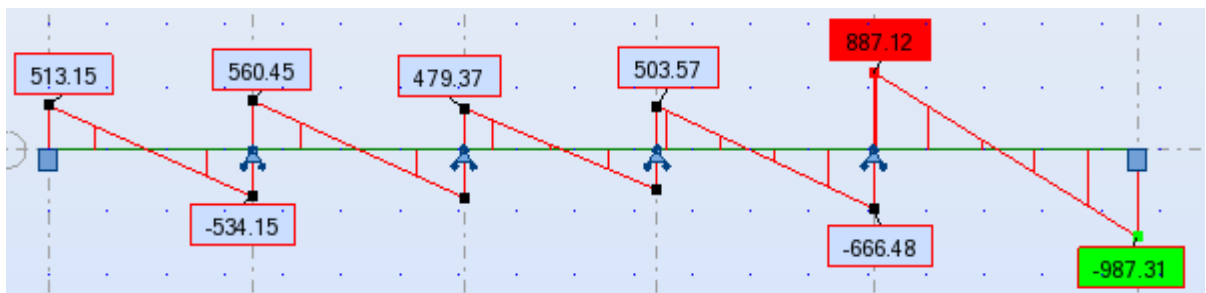


Figure VII-17 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU dans le sens transversal.

✚ Sollicitations maximales :

➤ **Sens longitudinal :**

$$M_{au}^{max} = 919,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu}^{max} = -503,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{as}^{max} = 622,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts}^{max} = -340,33 \text{ KN.m}$$

$$T_u^{max} = 1016,33 \text{ KN}$$

➤ **Sens transversal :**

$$M_{au}^{max} = 789,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu}^{max} = -396,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{as}^{max} = 593,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts}^{max} = -298,46 \text{ KN.m}$$

$$T_u^{max} = 987,31 \text{ KN}$$

VII-4-3-3- Ferrailage de la nervure :**➤ Armatures longitudinale :**

Les résultats de calcul sont donnés dans tableau ci-dessous :

$$\mu = \frac{M}{b.d^2.f_{bu}} ; \quad A_a = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{st}} ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa.}$$

B=50 cm ; h=100cm ; c=5cm ; d=95cm ; $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$

| | | M (KN.m) | μ | β | A _{calculée} (Cm ²) | A _{adoptée} (cm ²) |
|--------------|--------|-------------|-------|---------|---|--|
| Longitudinal | Appuis | 919,08 | 0,144 | 0.922 | 30,15 | 4AH20 + 6AH20 = 31,40 |
| | Travée | -503,37 | 0,078 | 0,959 | 15,87 | 4HA20 + 4HA14 = 18,71 |
| Transversal | Appuis | 789,28 | 0,124 | 0,934 | 25,56 | 4AH20 + 4AH16 + 2HA14 = 27,7 |
| | travée | -396,02 | 0,062 | 0,968 | 12,37 | 4AH20 + 2AH14 = 15,64 |

Tableau VII-9 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

➤ Calcul des armatures transversales (Art A.7.2.2/BAEL 91modifiée 99) :

$$\Phi_t \geq \frac{\varphi}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \quad ; \text{ soit : } \Phi = 8 \text{ mm}$$

✓ Espacement des armatures :**Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\varphi_1 \right\} = \min (25 ; 24) = 24 \text{ cm} \quad ; \text{ Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \quad ; \text{ Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

✓ 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_r = 4HA8 = 2,01cm²** (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 (3cm²/ml) parue de mètre de paroi mesuré 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 : **2 HA 14 = 3,08 cm²**

VII-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 : $A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times 50 \times 95 \times \frac{2,1}{400} = 5,73 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} = 15,64 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min}} = 5,73 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

B. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) = 2,5 \text{ MPA}$$

▪ **Sens longitudinal :**

$$T_u^{\text{max}} = 1016,33 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1016,33 \times 10^3}{500 \times 950} = 2,13 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPA} \text{ condition vérifiée}$$

▪ **Sens transversal :**

$$T_u^{\text{max}} = 987,31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{987,31 \times 10^3}{500 \times 950} = 2,07 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPA} \text{ condition vérifiée}$$

VII-4-3-5- Vérification à l'ELS :

- **Vérification de l'état limite de compression dans le béton :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \cdot d} \quad ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$

Les résultats des calculs sont donnés dans le tableau suivant :

| Sens | zone | $A_s(\text{cm}^2)$ | $M_s(\text{KN.m})$ | ρ_1 | β_1 | K_1 | σ_{st} (MPA) | $\overline{\sigma}_{st}$ (MPA) | σ_b (MPA) | $\overline{\sigma}_b$ (MPA) | obs |
|------|--------|--------------------|--------------------|----------|-----------|-------|------------------------|-----------------------------------|---------------------|--------------------------------|--------------------|
| X-X | Appuis | 31,40 | 622,41 | 0,661 | 0,881 | 27,02 | 236,83 | 348 | 8,76 | 15 | condition vérifiée |
| | travée | 18,71 | -340,33 | 0,393 | 0,903 | 36,55 | 212,03 | 248 | 5,80 | 15 | condition vérifiée |
| Y-Y | Appuis | 27,7 | 593,92 | 0,583 | 0,887 | 29,25 | 254,45 | 348 | 8,69 | 15 | condition vérifiée |
| | Travée | 15,64 | -298,46 | 0,329 | 0,911 | 41,18 | 220,49 | 348 | 5,35 | 15 | condition vérifiée |

Tableau VII-10 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Chapitre VIII

Etude Du Voile Périphérique

VIII- Etude de voile périphérique du sous-sol :

VIII-1- Introduction :

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure. Il sert aussi à :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

VIII-2- Pré-dimensionnement :

L'épaisseur minimale imposée par **RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2)** pour le mur de soutènement est de 15 cm.

On opte pour une épaisseur de **20cm**.

Hauteur de mur : **H=3 m**

VIII-3- Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera calculé comme un ensemble de dalles pleines renversées encastées au niveau des fondations (radier) et au niveau des poteaux et simplement appuyées au niveau du plancher, pour une bande de largeur de 1m.

VIII-4- Détermination des sollicitations :

VIII-4-1- Caractéristique mécanique et physique du sol :

-Poids volumique du sol $\gamma=18 \text{ KN/m}^3$

-Angle de frottement interne $\varphi=30^\circ$

-Cohésion $C=0$

-Surcharge éventuelle $q= 10 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_{\text{sol}}= 2.5 \text{ bars}$

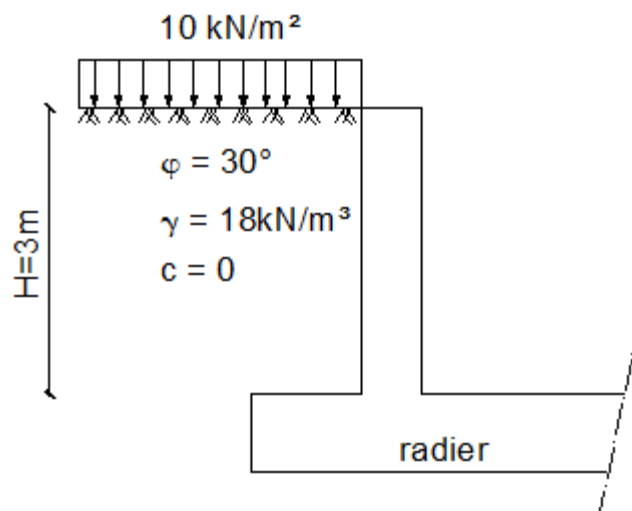


Figure VIII-1 : schéma statique du voile périphérique

VIII-4-2- Contrainte de la poussée :➤ **Calcul des sollicitations :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$k_0 = 1 - \sin\varphi = 1 - 0.5 \Rightarrow K_0 = \mathbf{0.50}$$

ELU :

$$\sigma_{h1} = k_0 \times (1.35 \times \gamma \times h_1 + 1.5 \times q)$$

$$\sigma_{h1} = 0.5 \times (1.35 \times 18 \times h_1 + 1.5 \times 10) = \mathbf{12.15h + 7.5}$$

$$\begin{cases} H = 0 \text{ m} \rightarrow \delta_{h1} = 7.5 \text{ KN/m}^2 \\ H = 3 \text{ m} \rightarrow \delta_{h1} = 43.95 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

ELS :

$$\sigma_{h1} = k_0 \times (\gamma \times h + q)$$

$$\sigma_{h1} = 0.5 \times (18 \times h + 10) = \mathbf{9h + 5}$$

$$\begin{cases} H = 0 \text{ m} \rightarrow \delta_{h1} = 5 \text{ KN/m}^2 \\ H = 3 \text{ m} \rightarrow \delta_{h1} = 32 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

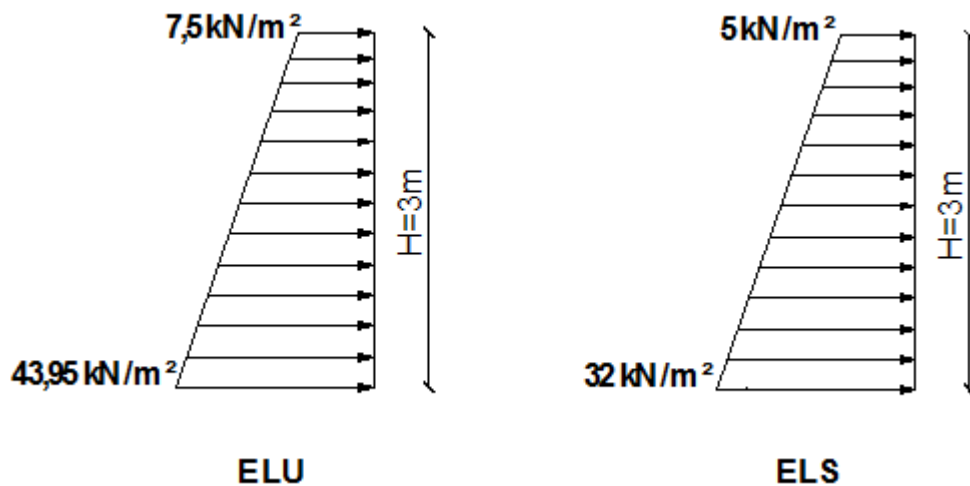


Figure VIII-2 : Diagramme des contraintes.

➤ **Charges moyennes :**

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

- **ELU :** $q_u = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 43.95 + 7.5}{4} = \mathbf{34.84 \text{ KN/m}}$

- ELS : $q_u = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 32 + 5}{4} = 25.25 \text{ KN/m}$

VIII-5- Ferrailage de voile périphérique :

VIII-5-1- Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées au niveau des fondations et simplement appuyé au niveau des poteaux et des poutres. Le panneau considéré est un panneau intermédiaire et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée 0.75
- moment aux appuis 0.5

VIII-5-2- Identification des panneaux :

$$L_x = 3 \text{ m}$$

$$L_y = 5 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.6 \rightarrow 0.4 < \rho < 1$$

Donc le panneau travaille dans les deux sens

➤ A l'ELU :

$$\rho = \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0812 \\ \mu_y = 0.305 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.081 \times 34.84 \times 3^2 = 25,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 0.305 \times 25.46 = 7,77 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

- Sens x-x :

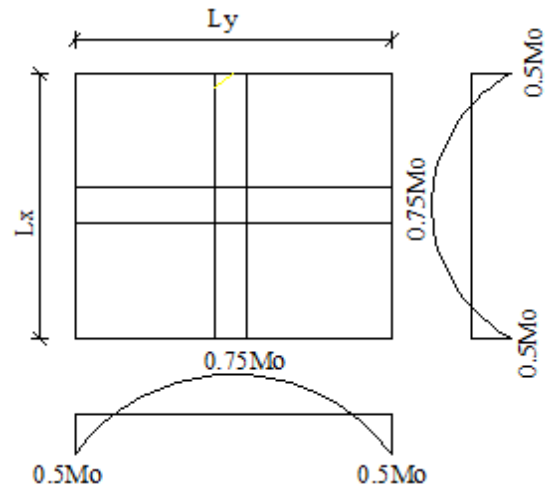
$$M_a = -0.5 \times M_{ox} = -0.5 \times 25.46 = -12,37 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times 25.46 = 19,09 \text{ KN.m}$$

- Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times M_{oy} = -0.5 \times 7.77 = 3,89 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 7.77 = 5,83 \text{ KN.m}$$



➤ A l'ELS:

$$\rho = 0.5 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0861 \\ \mu_y = 0.476 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0861 \times 25.25 \times 3^2 = \mathbf{19.57 \text{ KN.m}}$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 0.476 \times 19.57 = \mathbf{9.31 \text{ KN.m}}$$

Correction des moments :

• Sens x-x :

$$M_a = -0.5 \times M_{ox} = -0.5 \times 19.57 = \mathbf{-9.79 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times 19.57 = \mathbf{14.68 \text{ KN.m}}$$

• Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times M_{oy} = -0.5 \times 9.31 = \mathbf{-4.66 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 9.31 = \mathbf{6.98 \text{ KN.m}}$$

VIII-5-3- Calcul de sections d'armatures :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml.

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; \quad A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa.}$$

Avec : b=100 cm ; h=20 cm ; d=17cm

| Sens | Zone | M _u (KN.m) | μ _u | μ _l | section | β | A (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{adoptée} (cm ²) | st(cm) |
|------|--------|--------------------------|----------------|----------------|---------|-------|----------------------|--|---|--------|
| X-X | Appuis | -12.37 | 0.030 | 0.392 | SSA | 0.985 | 2.12 | 2 | 5HA12 =5.65 | 20 |
| | Travée | 19.09 | 0.046 | 0.392 | SSA | 0.976 | 3.30 | 2 | 5HA14 =7.69 | 20 |
| Y-Y | Appuis | -3.89 | 0.010 | 0.392 | SSA | 0.995 | 0.67 | 2 | 5HA12 =5.65 | 20 |
| | Travée | 5.83 | 0.014 | 0.392 | SSA | 0.993 | 1.00 | 2 | 5HA14 =7.69 | 20 |

Tableau VIII-1 : ferrailage du voile périphérique.

VIII-6- Recommandations du RPA 99 :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0.001 bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

- Les deux nappes sont reliées par 4 épingles de HA8 par m² .

VIII-7- Vérification à l'ELS :

A. Vérification des contraintes du béton et de l'acier :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

Dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\} \text{ avec } n = 1.6$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\} = \min \{266.6; 201.6\} = 201.6 \text{ MPa}$$

Dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} ; \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} ; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

| Sens | zone | A _s (cm ²) | M _s | ρ ₁ | β | K ₁ | σ _{st} | $\bar{\sigma}_{st}$ | σ _{bc} | $\bar{\sigma}_{bc}$ | OBS |
|------|--------|--------------------------------------|----------------|----------------|-------|----------------|-----------------|---------------------|-----------------|---------------------|-----|
| x-x | Appuis | 5.65 | -9.79 | 0.333 | 0.910 | 40.56 | 112.01 | 201.6 | 2.76 | 15 | CV |
| | Travée | 7.69 | 14.68 | 0.452 | 0.898 | 34.02 | 125.04 | 201.6 | 3.67 | 15 | CV |
| y-y | Appuis | 5.65 | -4.66 | 0.333 | 0.910 | 40.56 | 53.31 | 201.6 | 1.31 | 15 | CV |
| | travée | 7.69 | 6.98 | 0.452 | 0.898 | 34.02 | 59.46 | 201.6 | 1.74 | 15 | CV |

Tableau VIII-2 : Vérification des contraintes à l'ELS.

B. Vérification de la flèche :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons nous dispenser de cette vérification si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_0}; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

h : hauteur totale **20 cm**

L_x : portée entre nus d'appuis

M_t : Moment max à l'ELS

M₀ : Moment max de la travée isostatique

A_{st} : Section des armatures

b : Largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite

AN:

$$M_0 = \frac{q_s \times L_x^2}{8} = \frac{25.25 \times 3^2}{8} = 28,40 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{L_x} = \frac{20}{500} = 0.04 > \frac{M_t}{20M_0} + \frac{14.68}{20 \times 28.40} = 0.025 \rightarrow$ **condition vérifiée.**
- $\frac{A}{bd} = \frac{7.69}{100 \times 17} = 0.0045 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow$ **condition vérifiée.**

Les deux conditions sont vérifiées donc ; il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

Conclusion

L'étude de ce projet nous a permis de mettre un premier pas dans la vie professionnelle, car il nous a permis d'avoir un regard sur les responsabilités, les méthodes de travail, et les procédures que suit un ingénieur en génie civil dans la vie et mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Ce travail nous a aidés à connaître l'évolution considérable du Génie civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique et découvrir de multiples notions du règlement parasismique algérien (RPA), du BAEL, et des divers documents techniques réglementaires ainsi que leurs applications, et il nous a également aidé à comprendre et à apprendre énormément de choses très pratique telle que l'utilisation des logiciels comme :

ROBOT (le logiciel utilisé pour le calcul de notre structure), AUTOCAD.....

En effet, les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

L'étude génie civil d'un Bâtiment ne se résume pas à appliquer les formules mathématiques pour le calcul, mais plutôt à comprendre le fonctionnement et le comportement des structures vis-à-vis des sollicitations extérieurs et des efforts internes.

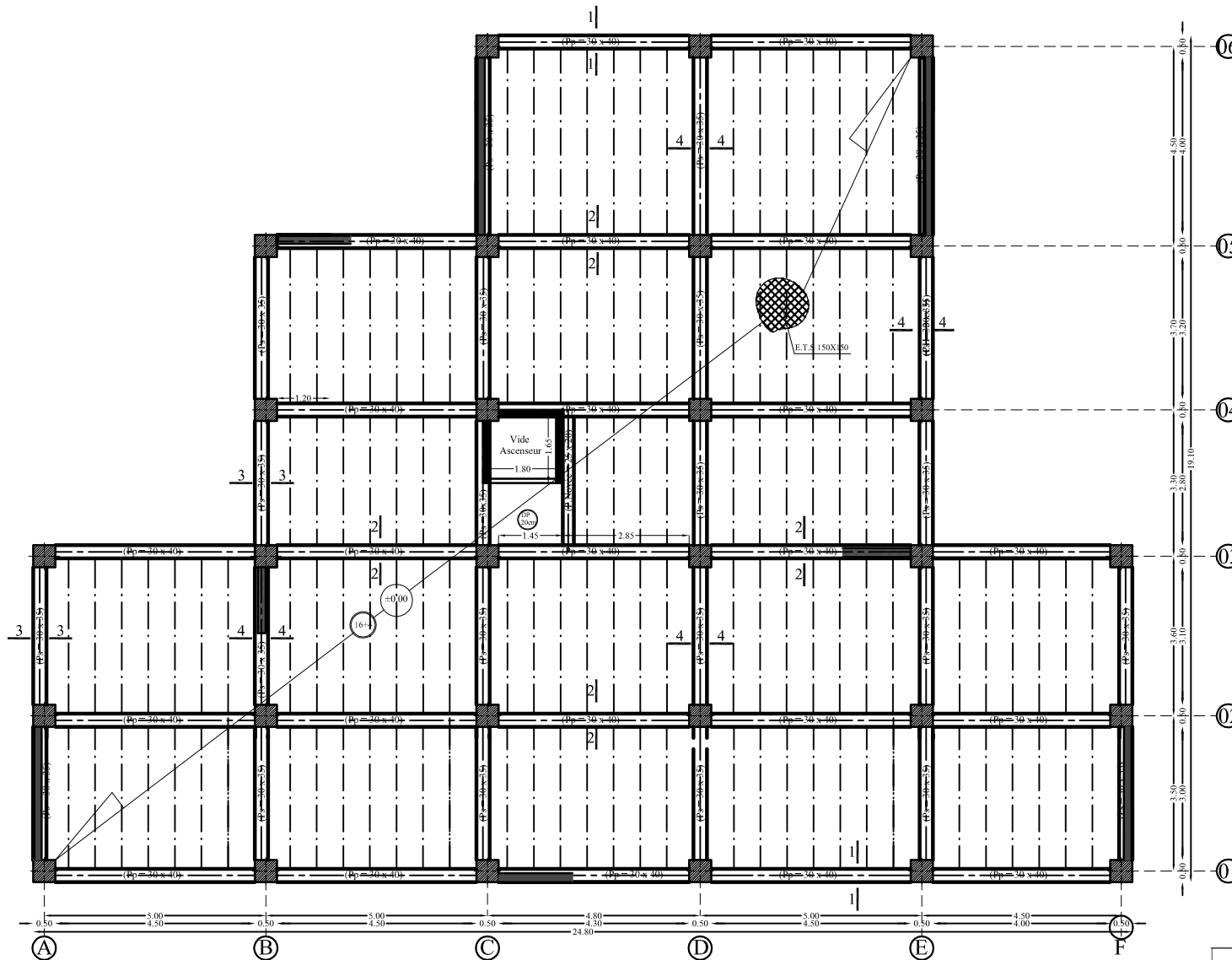
Au finale nous espérons que ce modeste travail sera un point de départ pour d'autres projet dans notre vie professionnelle, et qu'il servira et contribuera aux travaux et projets des promotions à venir

Bibliographie

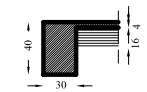
- *Document technique réglementaire DTRB.C.2.2*
- *Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003*
- *BAEL 91révisé99*
- *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).*
- *Formulairedubétonarmévolumel–VICTORDAVIDOVICI-*
- *Maîtrise du BAEL91etDTUassocié (JEAN PERCHAT, JEANROUX)*
- *Choisir et réaliser les fondations par HENRI RENAUD*
- *Mémoires des promotions précédentes*
- *Cours et TD du cursus de l'Université M.M.T.O*
- *Recherches globale sur internet*

Logiciels

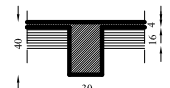
- *Logiciel ROBOT BAT 2018*
- *AUTOCAD 2014*
- *Word 2007*
- *Excel 2007*
- *Socotec*
- *Paint*
- *PDF Created*
- *Outils de capture*



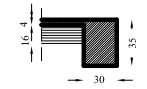
COUPE 1- 1- Ech : 1/20



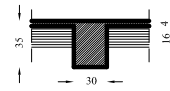
COUPE 2- 2- Ech : 1/20



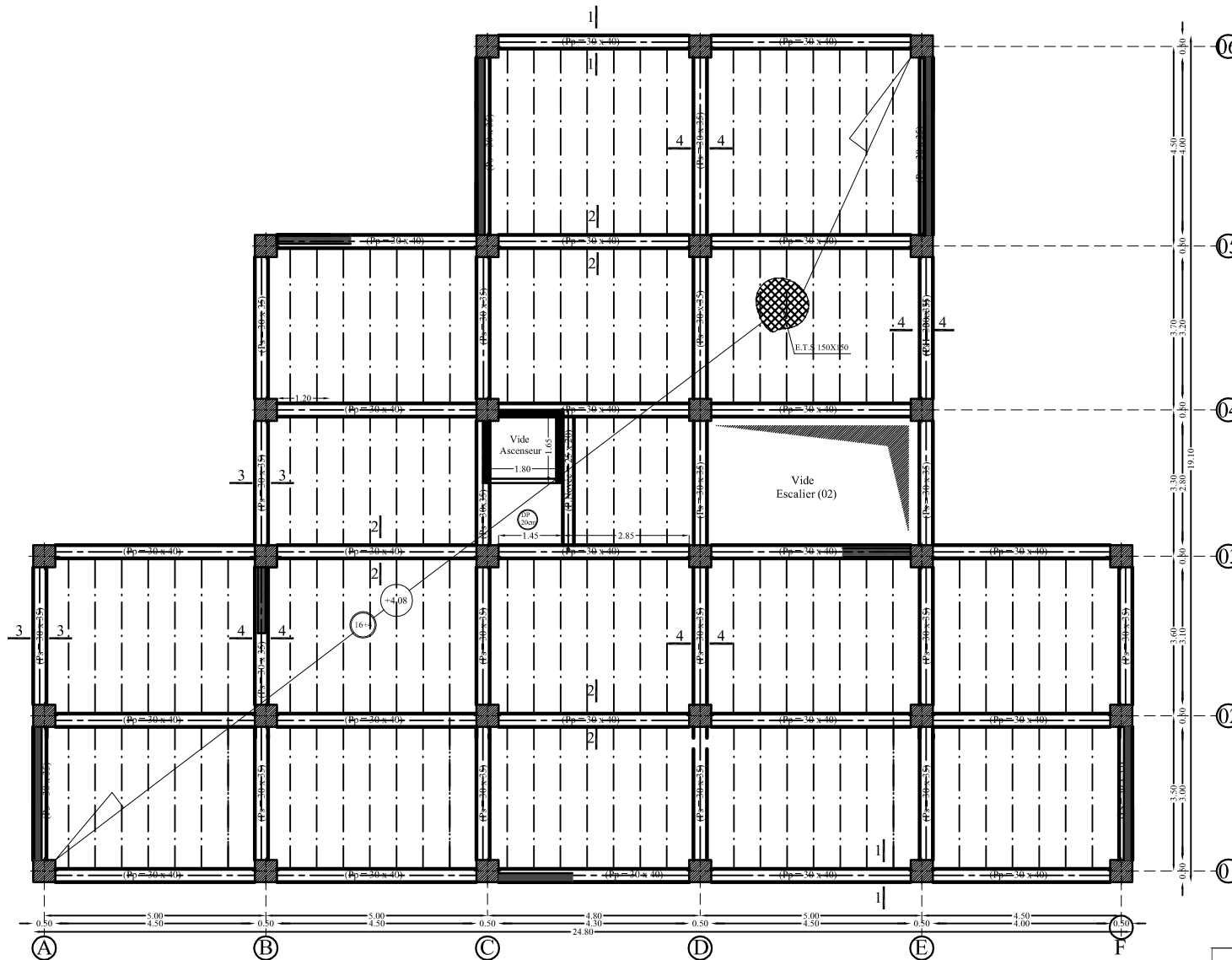
COUPE 3- 3- Ech : 1/20



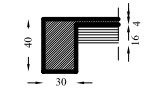
COUPE 4- 4- Ech : 1/20



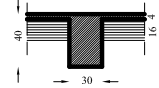
| | | |
|---|---|-------------------------|
| République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU Faculté de génie de la construction Département de génie civil | | |
| Mlle KHOUAS Liïa Mlle OUAZENI Souad Mlle OUANOUCHE Yasmine | Plan de Coffrage du niveau (±0.00) | Echelle: 1/50 |
| Mme SMAHI .R | | promotion: 2020/2021 |



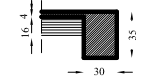
COUPE 1- 1- Ech : 1/20



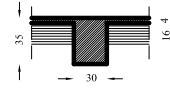
COUPE 2- 2- Ech : 1/20



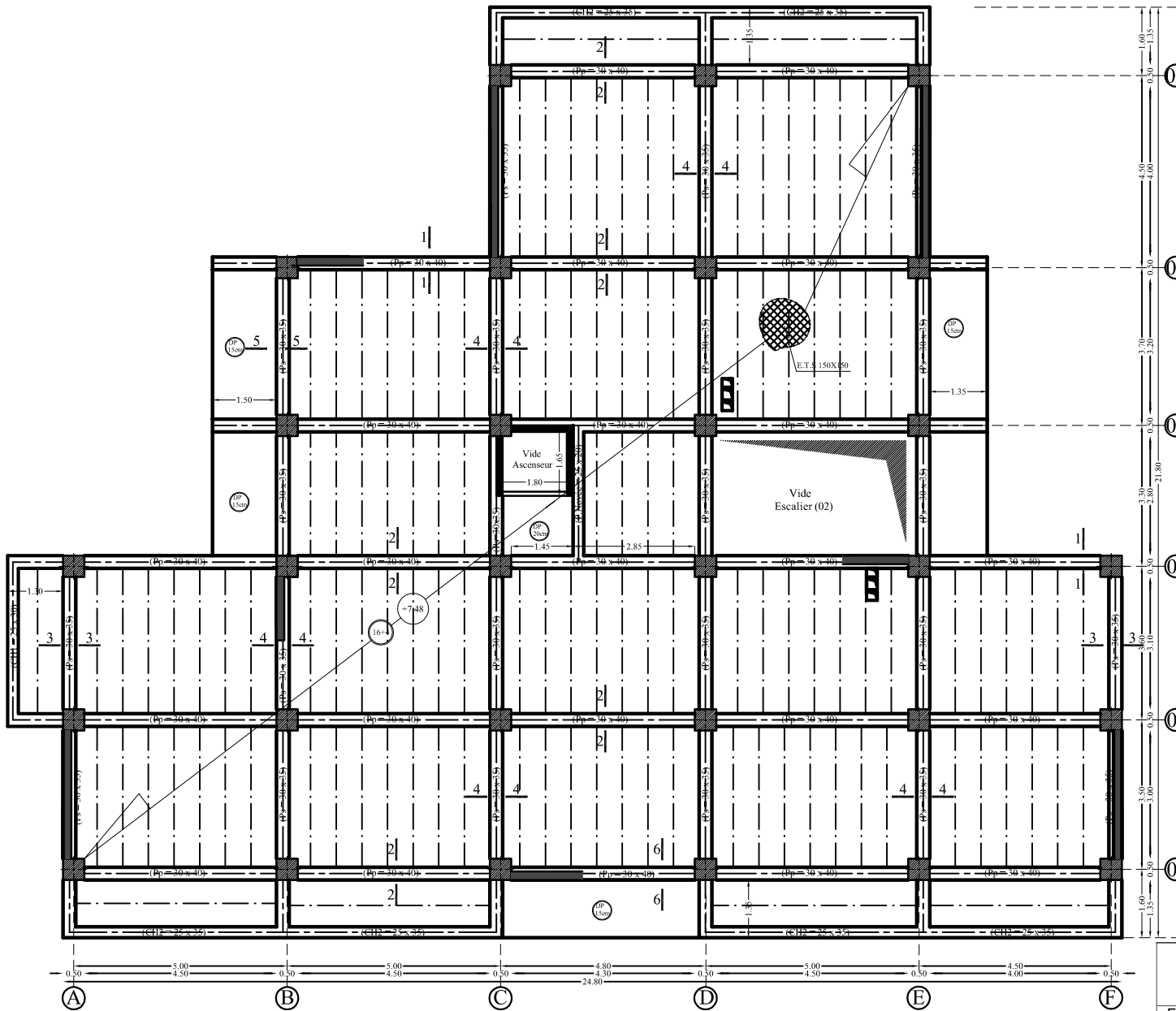
COUPE 3- 3- Ech : 1/20



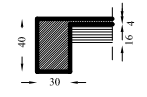
COUPE 4- 4- Ech : 1/20



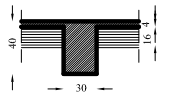
| | | |
|---|---|-------------------------|
| République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de TIZI.OUZOU Faculté de génie de la construction Département de génie civil | | |
| Etudié par Mlle KHOUAS Lilia Mlle OUAZENI Souad Mlle OUANOUCHE Yasmine | Plan de Coffrage du niveau (+4.08) | Echelle: 1/50 |
| Dirigé par Mme SMAHI .R | | promotion: 2020/2021 |



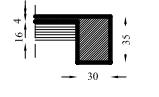
COUPE 1- 1- Ech : 1/20



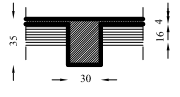
COUPE 2- 2- Ech : 1/20



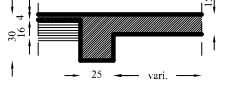
COUPE 3- 3- Ech : 1/20



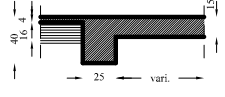
COUPE 4- 4- Ech : 1/20



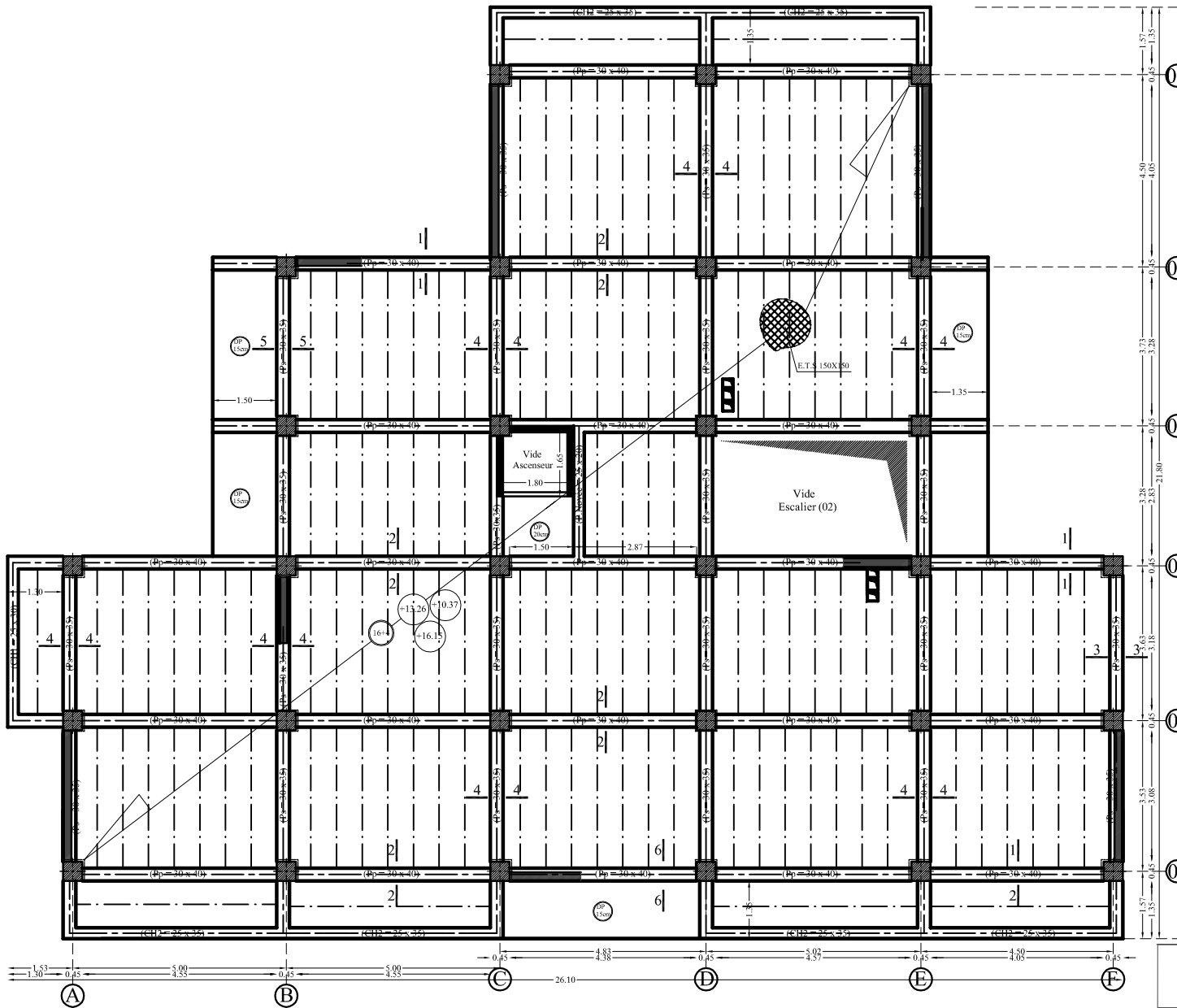
COUPE 5- 5- Ech : 1/20



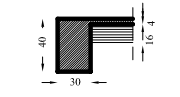
COUPE 6- 6- Ech : 1/20



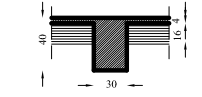
| | | |
|---|---|-------------------------|
| République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de TIZI.OUZOU Faculté de génie de la construction Département de génie civil | | |
| Etudié par Mlle KHOUAS Lilia Mlle OUAZENT Souad Mlle OUANOUCHE Yasmine | Plan de Coffrage du niveau (+7.48) | Echelle: 1/50 |
| Dirigé par Mme SMAHI .R | | promotion: 2020/2021 |



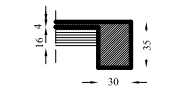
COUPE 1- 1- Ech : 1/20



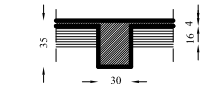
COUPE 2- 2- Ech : 1/20



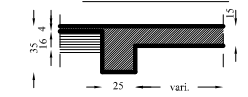
COUPE 3- 3- Ech : 1/20



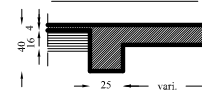
COUPE 4- 4- Ech : 1/20



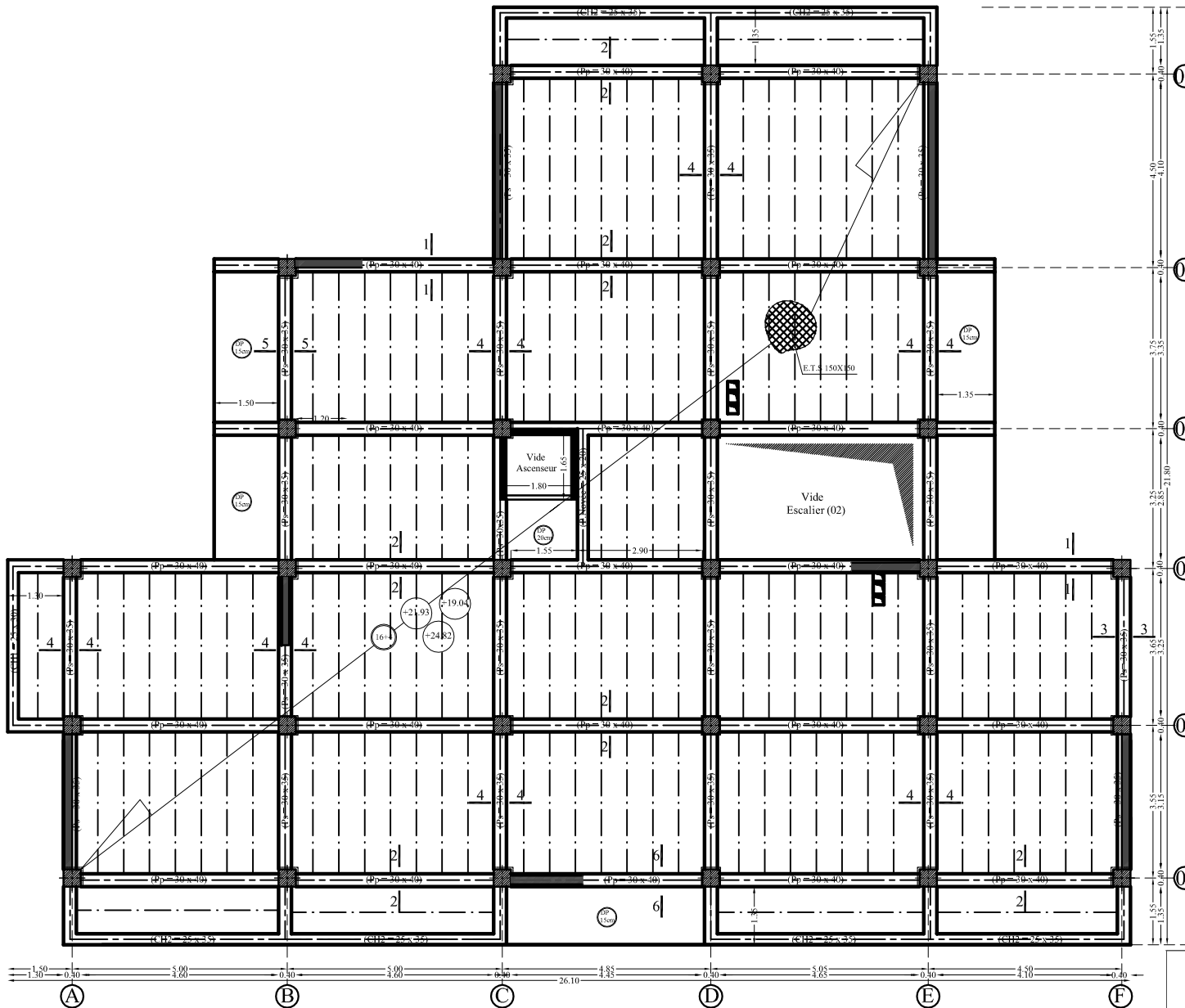
COUPE 5- 5- Ech : 1/20



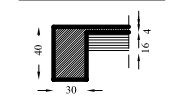
COUPE 6- 6- Ech : 1/20



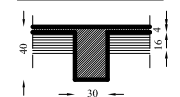
| | | |
|---|--|--|
| République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU Faculté de génie de la construction Département de génie civil | | |
| Etudié par Mlle KHOUAS Lilia Mlle OUAZENI Souad Mlle OUANOUCHE Yasmine | Plan de Coffrage des niveaux (+10.37; +13.26; +16.15) | Echelle: 1/50 promotion: 2020/2021 |
| Dirigé par Mme SMAHI .R | | |



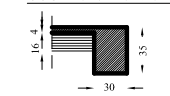
COUPE 1-1- Ech : 1/20



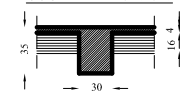
COUPE 2-2- Ech : 1/20



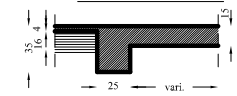
COUPE 3-3- Ech : 1/20



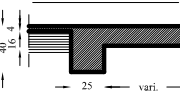
COUPE 4-4- Ech : 1/20



COUPE 5-5- Ech : 1/20



COUPE 6-6- Ech : 1/20



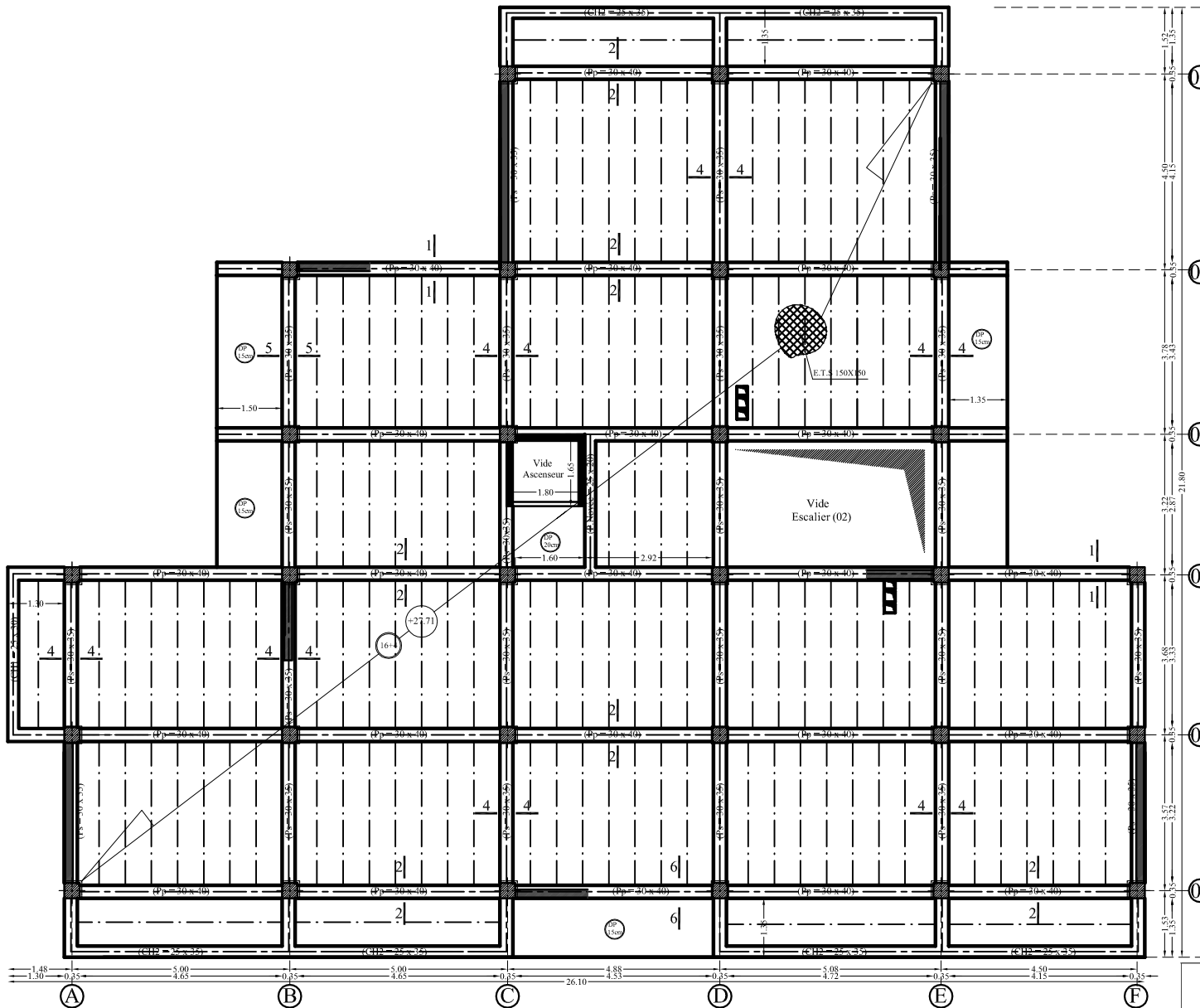
République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de TIZI.OUZOU
 Faculté de génie de la construction Département de génie civil

Etudié par
 Mlle KHOUAS Liïa
 Mlle OUAZENI Souad
 Mlle OUANOUCHE Yasmine

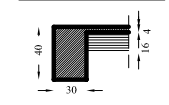
Plan de Coffrage
 des niveaux
 (+19.04; +21.93;
 +24.82)

Echelle: 1/50
 promotion:
 2020/2021

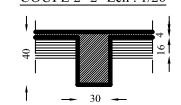
Dirigé par
 Mme SMAHI .R



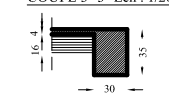
COUPE 1- 1- Ech : 1/20



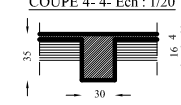
COUPE 2- 2- Ech : 1/20



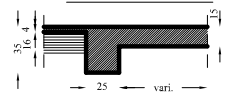
COUPE 3- 3- Ech : 1/20



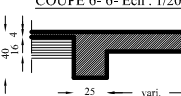
COUPE 4- 4- Ech : 1/20



COUPE 5- 5- Ech : 1/20



COUPE 6- 6- Ech : 1/20



République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de TIZI.OUZOU
 Faculté de génie de la construction Département de génie civil

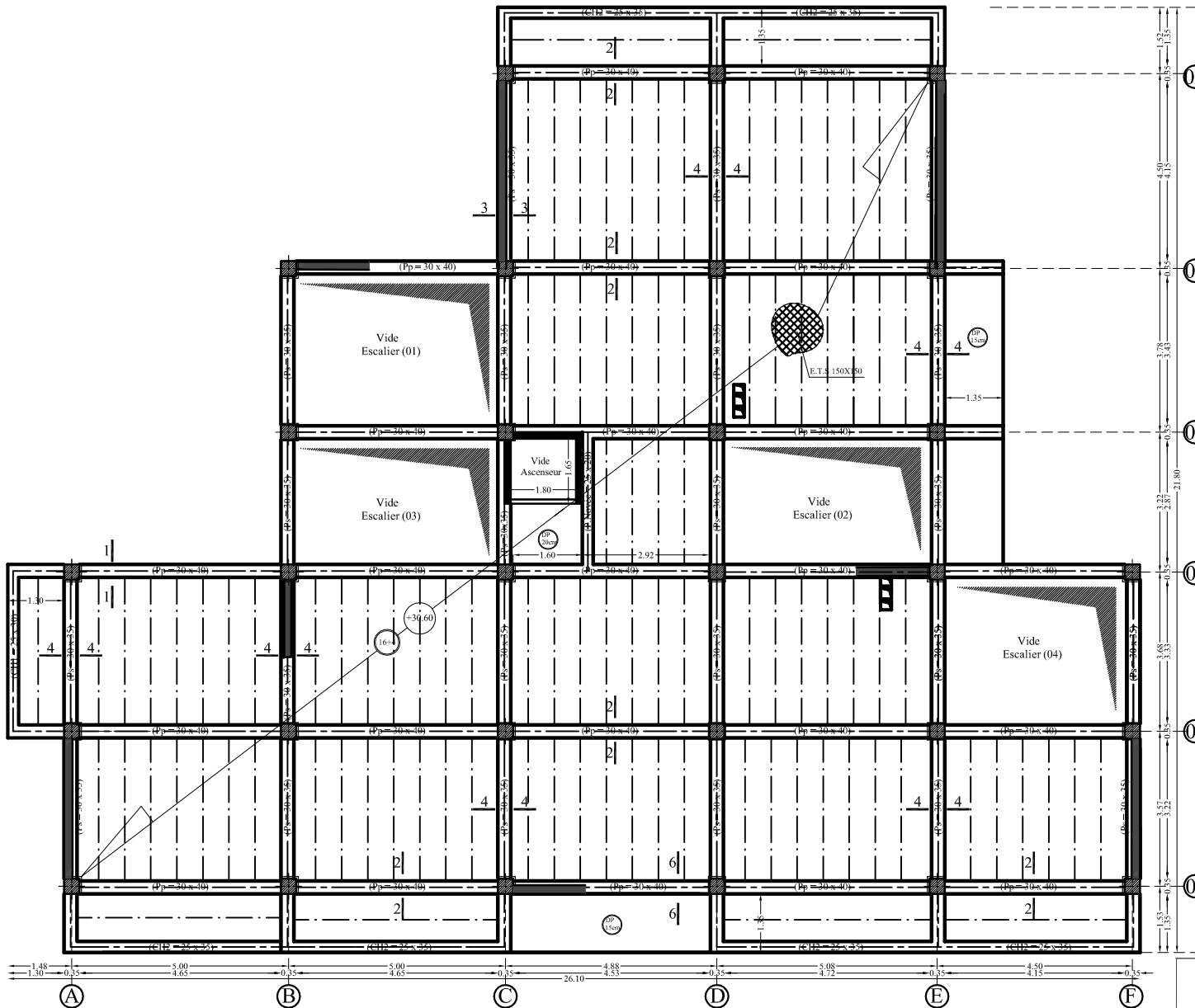
Etudié par
 Mlle KHOUAS Liïfa
 Mlle OUAZENI Souad
 Mlle OUAOUICHE Yasmine

**Plan de Coffrage
 du niveau
 (+27.71)**

Echelle: 1/50

Dirigé par
 Mme SMAHI .R

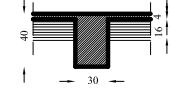
promotion:
 2020/2021



COUPE 1- 1- Ech : 1/20



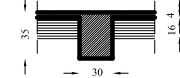
COUPE 2- 2- Ech : 1/20



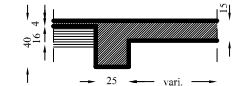
COUPE 3- 3- Ech : 1/20



COUPE 4- 4- Ech : 1/20



COUPE 6- 6- Ech : 1/20



République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de TIZI.OUZOU
 Faculté de génie de la construction Département de génie civil

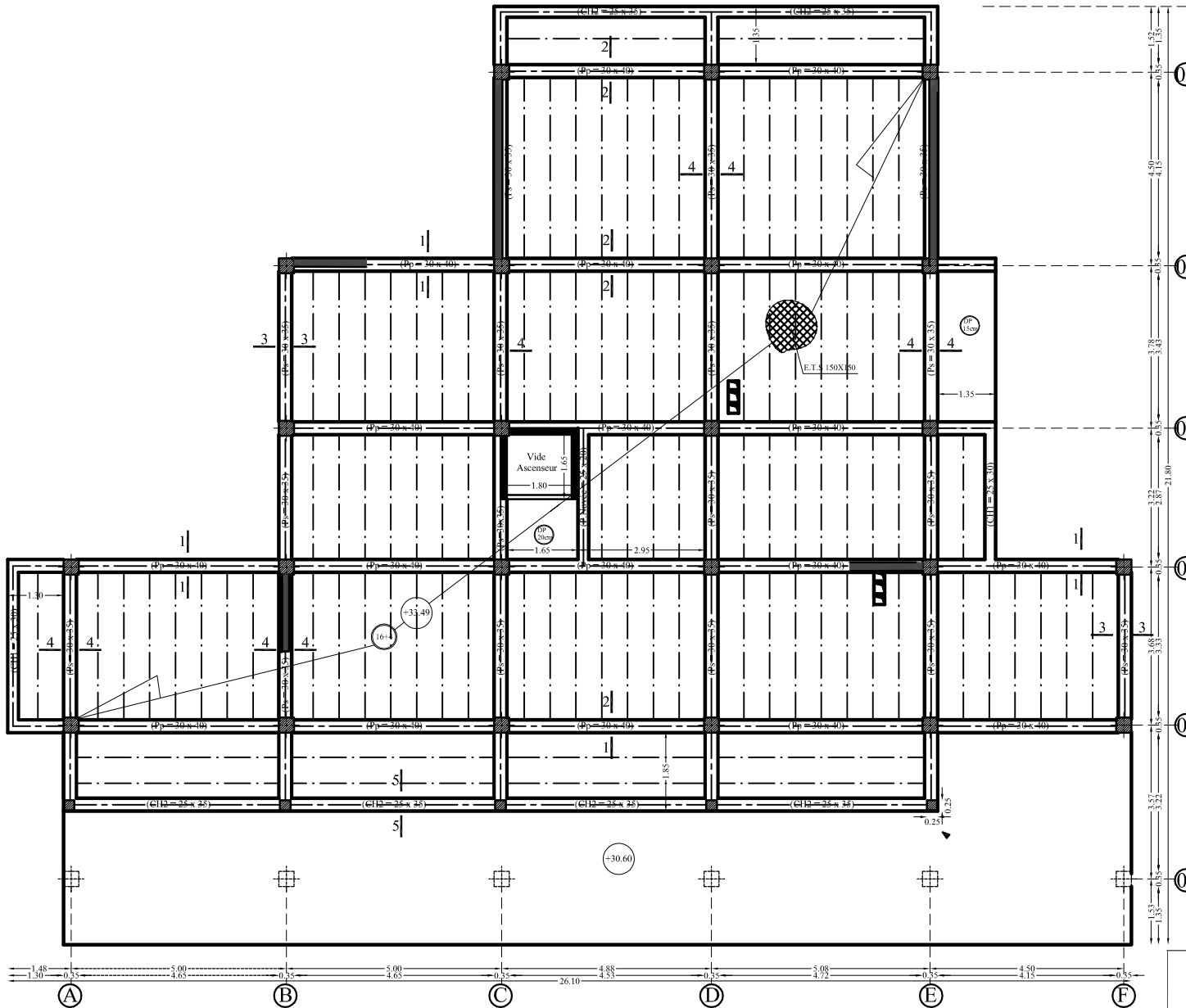
Etudié par
 Mlle KHOUAS Liifa
 Mlle OUAZENI Souad
 Mlle OUANOUCHE Yasmine

**Plan de Coffrage
 du niveau
 (+30.60)**

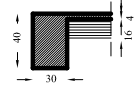
Echelle: 1/50

Dirigé par
 Mme SMAHI .R

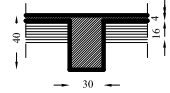
promotion:
 2020/2021



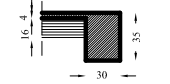
COUPE 1-1- Ech : 1/20



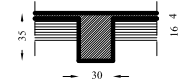
COUPE 2-2- Ech : 1/20



COUPE 3-3- Ech : 1/20



COUPE 4-4- Ech : 1/20



République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de TIZI.OUZOU
 Faculté de génie de la construction Département de génie civil

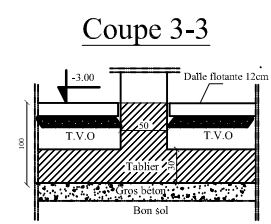
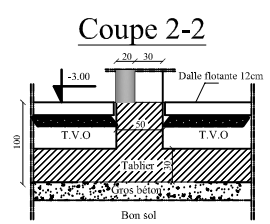
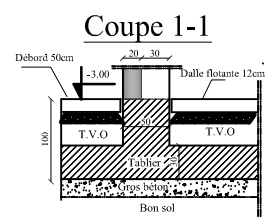
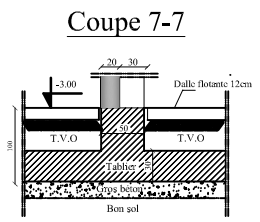
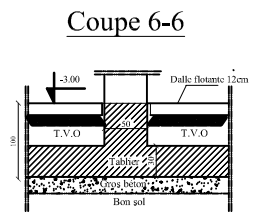
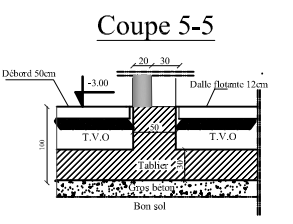
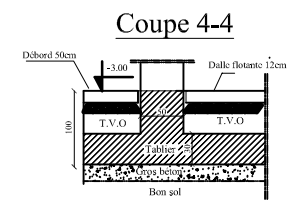
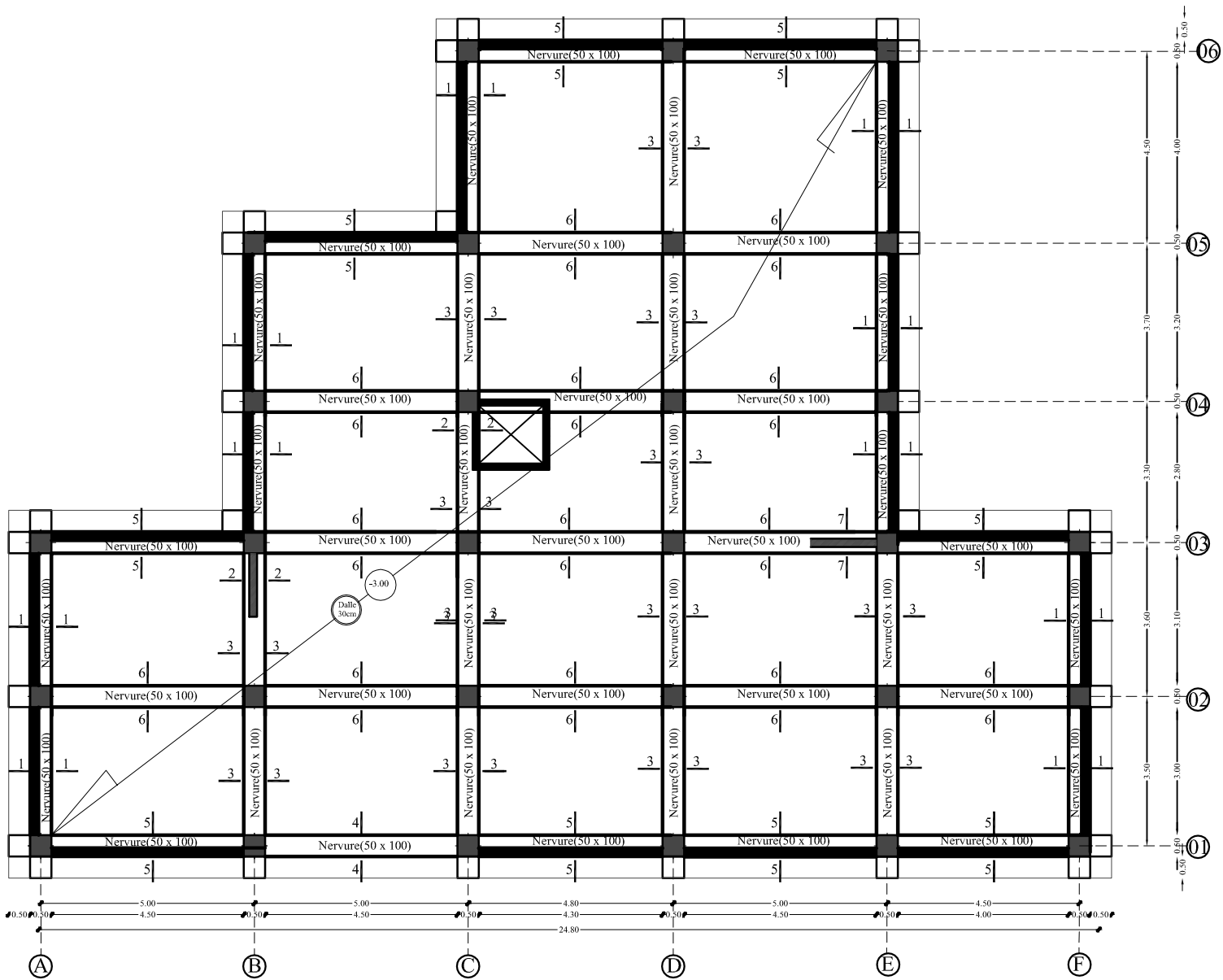
Mlle KHOUAS Liïa
 Mlle OUAZENI Souad
 Mlle OUANOUCHE Yasmine

**Plan de Coffrage
 du niveau
 (+33.49)**

Echelle: 1/50

Dirigé par
 Mme SMAHI .R

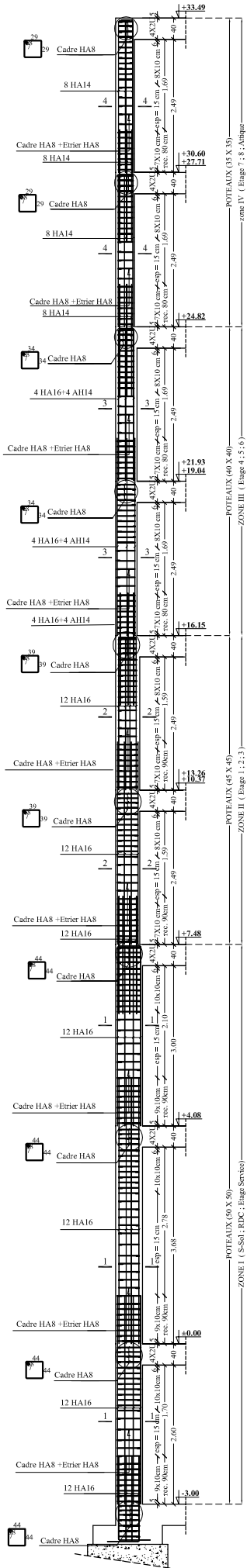
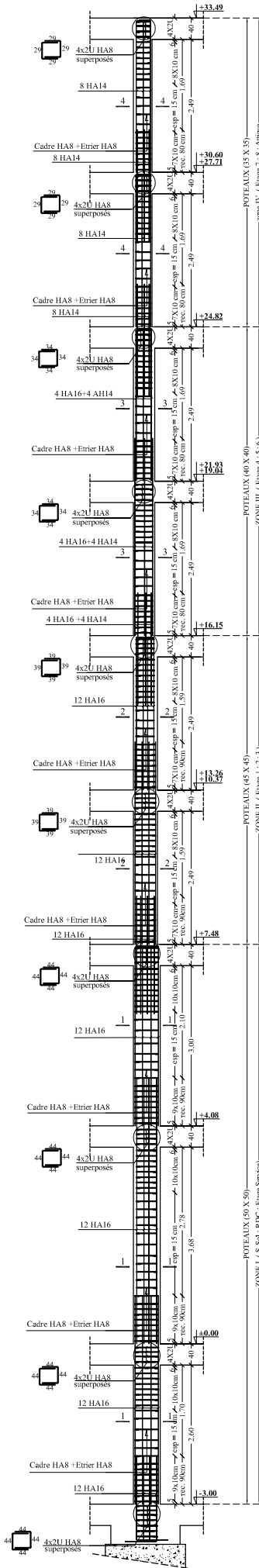
promotion:
 2020/2021



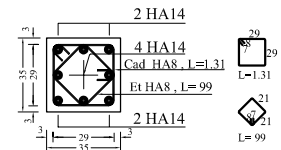
| | | |
|---|--------------------------------|--|
| République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de TIZI.OUZOU Faculté de génie de la construction Département de génie civil | | |
| Dirigé par Mlle KHOUS Liïa Mlle OUAZENI Souad Mlle OUANOUCHE Yassmine | <h2>Plan de fondation</h2> | Echelle: 1/50 promotion: 2020/2021 |
| Mme SMAHI .R | | |

Poteaux -CENTRE -

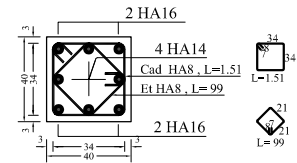
Poteaux -RIVE -



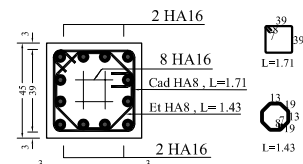
Coupe 4-4 (Poteaux 35x35)



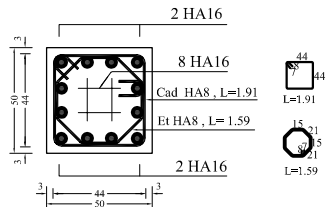
Coupe 3-3 (Poteaux 40x40)



Coupe 2-2 (Poteaux 45x45)

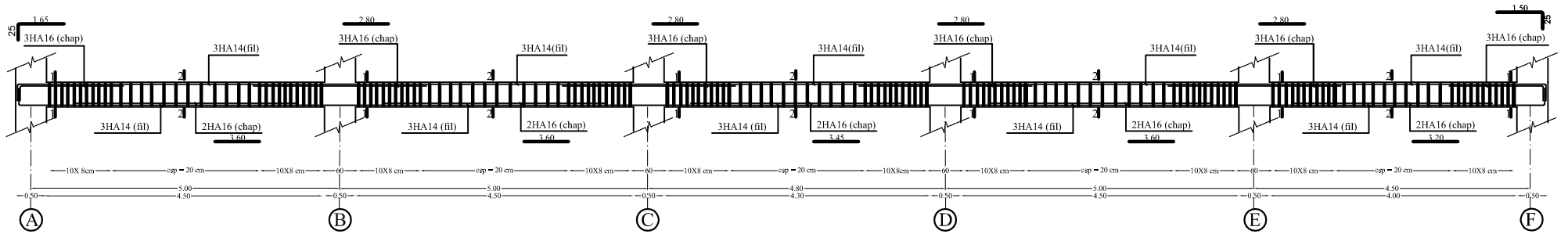


Coupe 1-1 (Poteaux 50x50)

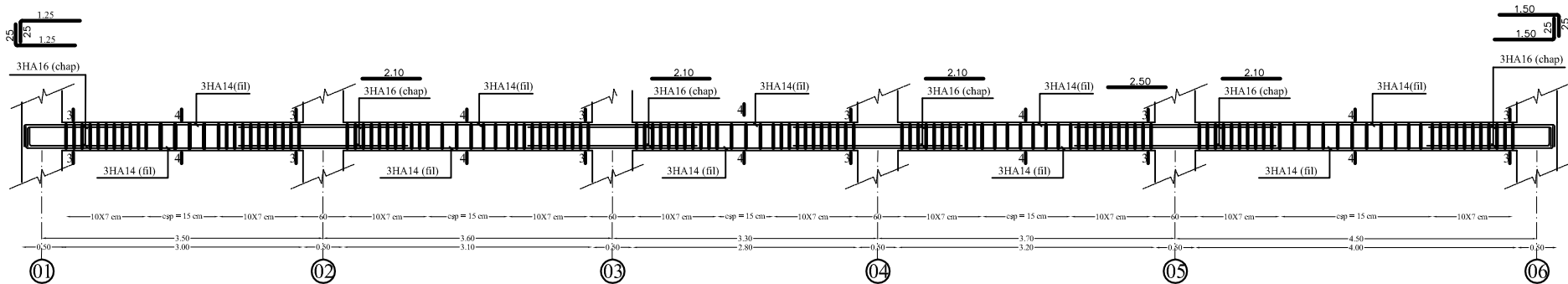


| | | |
|---|---|-------------------------|
| République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Hammeri de Tizi.Ouzou Faculté de génie de la construction / Département de génie civil | | |
| Etudlé par Mlle KHOUS Lilla Mlle OUAZENI Souad Mlle OUANOUCHE Yassmine | Plan de Ferrailage des poteaux | Echelle: 1/50 |
| Dirigé par Mme SMAHI .R | | Promotion: 2020/2021 |

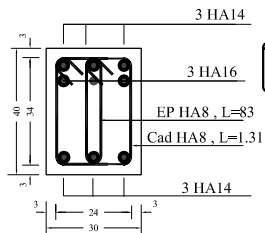
Ferrillage des poutres principales (30x40)



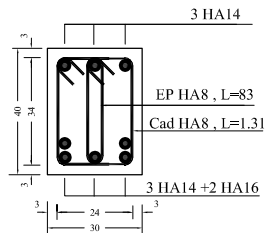
Ferrillage des poutres secondaires (30X35)



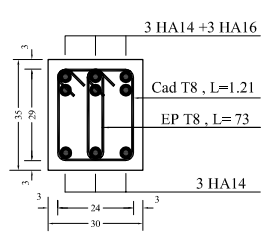
Coupe 1-1



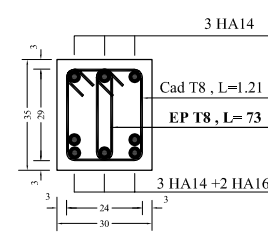
Coupe 2-2



Coupe 3 - 3



Coupe 4 - 4



République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
 Faculté de génie de la construction Département de génie civil

Etudié par
 Mile KHOUAS Lilia
 Mile OUAZENI Souad
 Mile OUANOUCHE Yasmine

**Plan de Ferrillage
 des poutres**

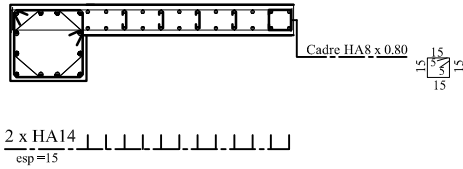
Echelle: 1/50

Dirigé par
 Mme SMAHI .R

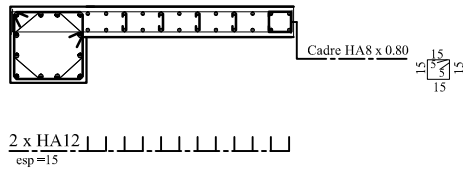
Promotion:
 2020/2021

VOILE : VL1

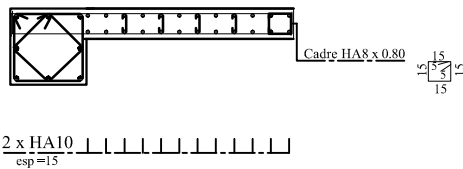
Zone -I-



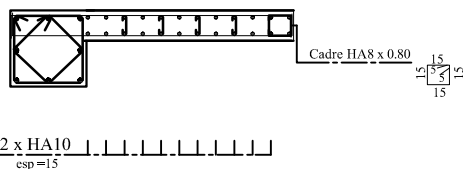
Zone -II-



Zone -III-

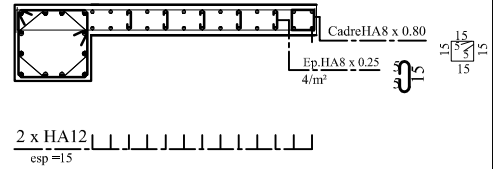


Zone -IV-

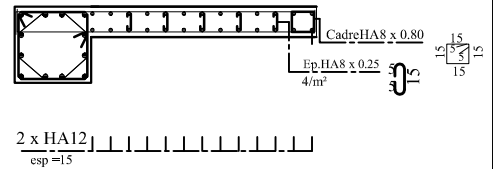


VOILE : VT1

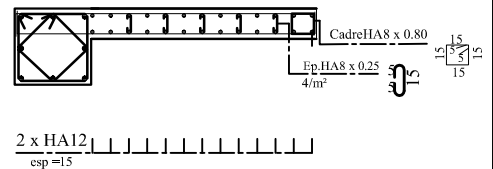
Zone -I-



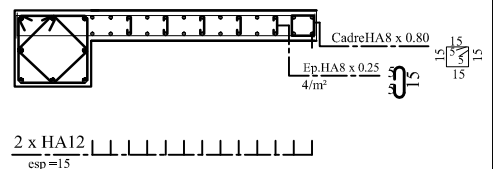
Zone -II-



Zone -III-



Zone -IV-



République algérienne démocratique et populaire
Université Mouloud Mammeri de Tlé-Ouzou
Faculté de génie de la construction Département de génie civil

Etudié par
Mlle KHOUS Lilia
Mlle OUAZANI Souad
Mlle OUANOUCHE Yasmine

Dirigé par
Mme SMAHI .R

**Plan de
Ferrailage
des voiles**

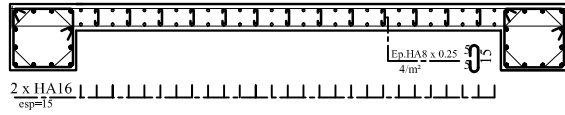
Echelle: 1/50

Promotion:
2020/2021

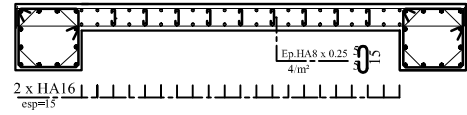
VOILE : VT2

VOILE : VT3

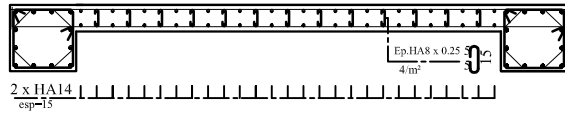
Zone -I-



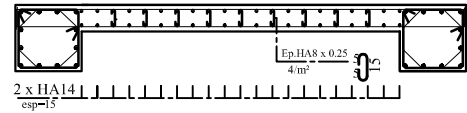
Zone -I-



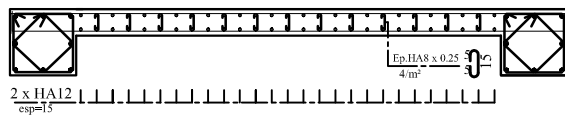
Zone -II-



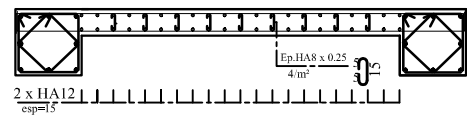
Zone -II-



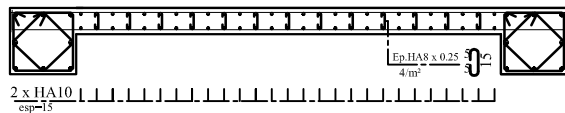
Zone -III-



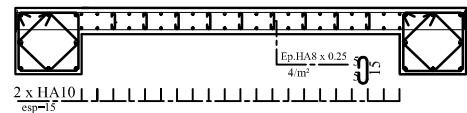
Zone -III-



Zone -IV-



Zone -IV-



République algérienne démocratique et populaire
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de génie de la construction Département de génie civil

Etudié par
Mlle KHOUAS Lilia
Mlle OUAZENI Souad
Mlle OUANOUCHE Yasmine

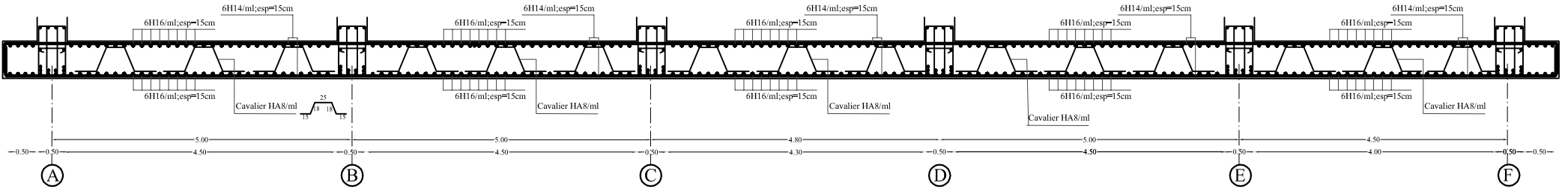
Dirigé par
Mme SMAHI .R

**Plan de
Ferrailage
des voiles**

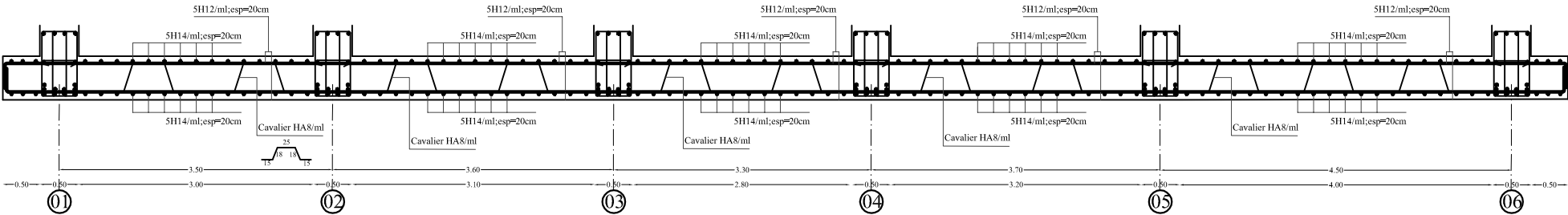
Echelle: 1/50

Promotion:
2020/2021

Ferraillage de la dalle radier Sens X-X

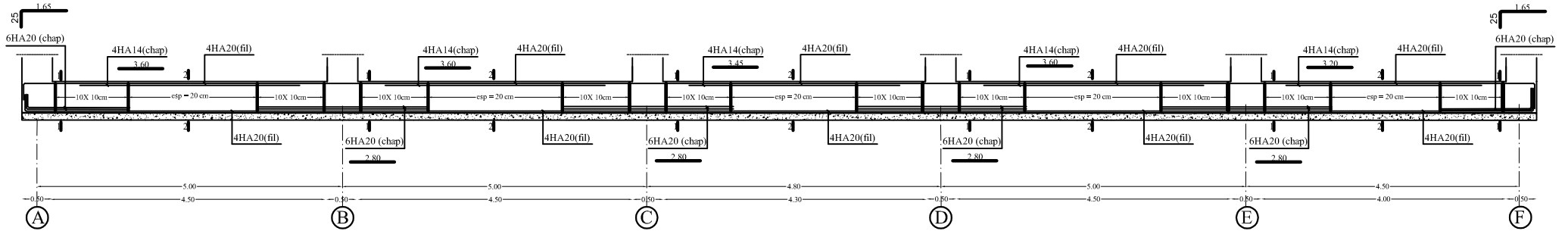


Ferraillage de la dalle radier Sens Y-Y

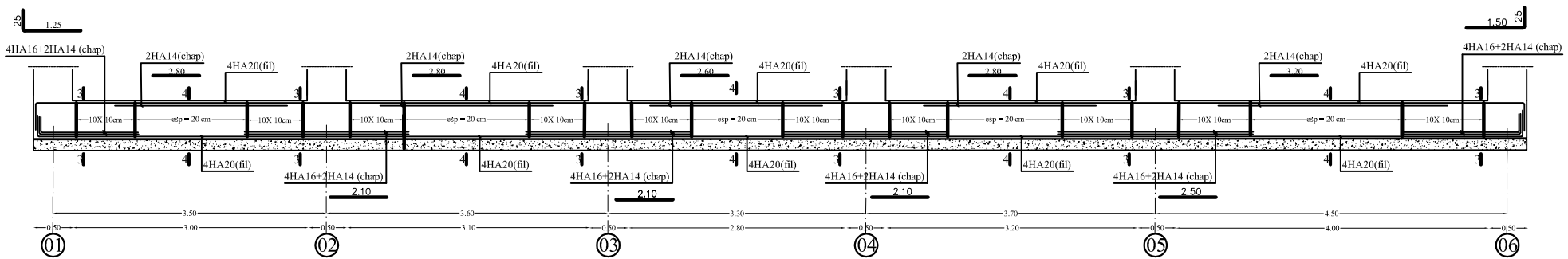


| | | |
|---|--|---------------------------------|
| République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction / Département de génie civil | | |
| Etudié par Mlle KHOUAS Lila Mlle OUAZENI Souad Mlle OUANOUCHE Yasmine | Plan de Ferraillage de la dalle du radier | Echelle: 1/50 |
| Dirigé par Mme SMAHI .R | | Promotion: 2020/2021 |

Ferrailage de la nervure Sens X-X



Ferrailage de la nervure Sens Y-Y

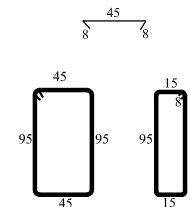
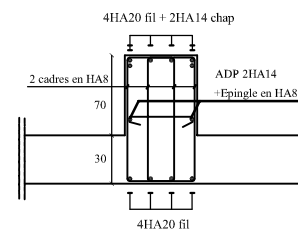
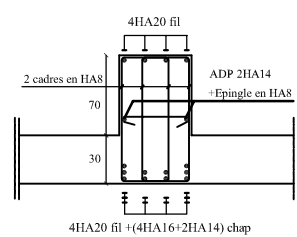
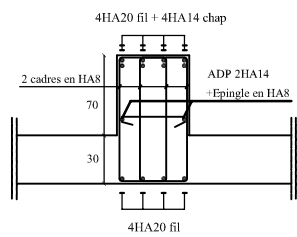
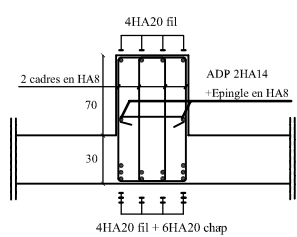


Coupe 1-1

Coupe 2-2

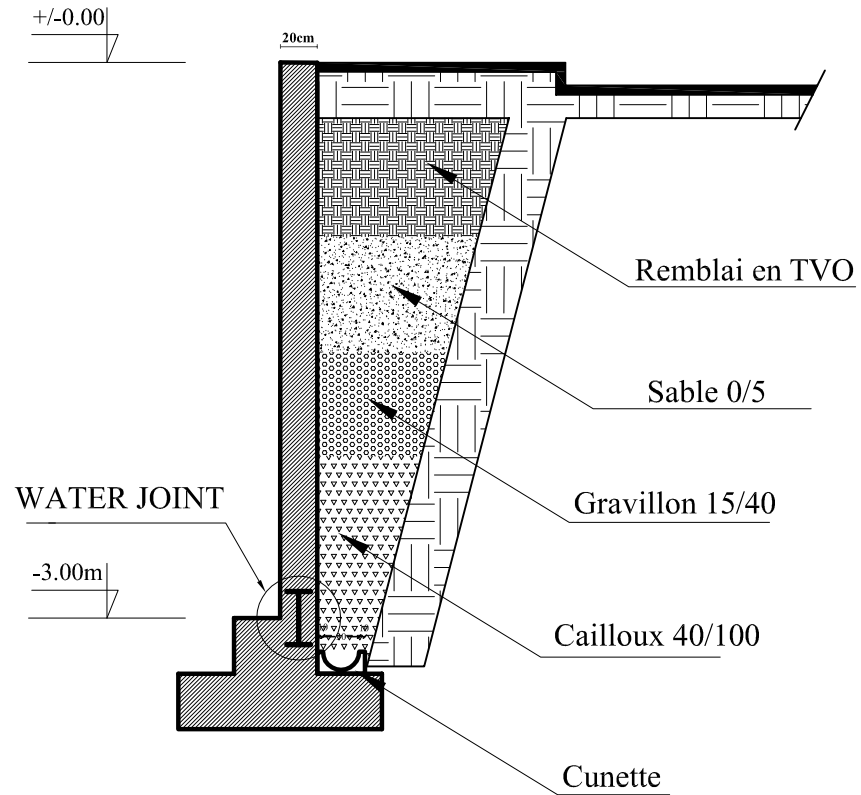
Coupe 3 - 3

Coupe 4 - 4

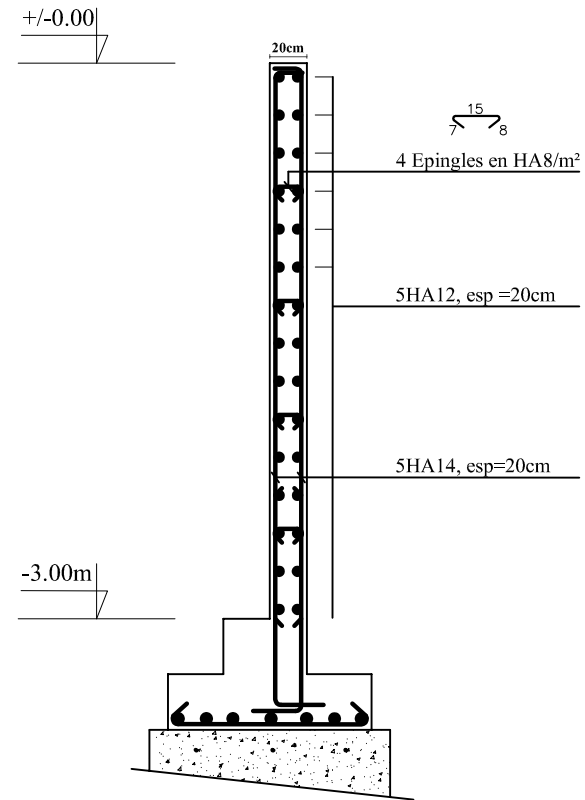


| | | |
|---|---|---------------------------------|
| République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil | | |
| Etudié par Mlle KHOUAS Liïa Mlle OUAZENI Souad Mlle OUANOUCHE Yassmine | Plan de Ferrailage des nervres | Echelle: 1/50 |
| Dirigé par Mme SMAHI .R | | Promotion: 2020/2021 |

DETAIL DE DRAINAGE



FERRAILLAGE DU VOILE



| | | |
|--|---|---------------------------------|
| République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi.Ouzou Faculté de génie de la constructionDépartement de génie civil | | |
| Etudlé par Mlle KHOUAS Lilia Mlle OUAZENI Souad Mlle OUANOUCHE Yasmine | Plan de Ferrailage du voile périphérique | Echelle: 1/20 |
| Dirigé par Mme SMAHI .R | | Promotion: 2020/2021 |