

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En vue de l'obtention du diplôme de master
de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*

Filière : Génie Civil

Spécialité : Construction civile et industrielle

Thème

***Etude d'une structure en R+7 avec sous-sol à usage d'habitation et commercial
avec un système de contreventement par voiles.***

Présenté par :

Mr OUSSACI Anis

Devant le jury composé de :

Mr	HAMIZI.Mouhand	Professeur	Président (e).
Mme	BELHASSANI Ourda	MAA	Examineur.
Mme	SEMAHI Rbiha	MCA	Encadrante.

Dédicaces

A mes chers parents,

Pour leur amour inconditionnel, leurs sacrifices et leur soutien constant, qui ont été la source de ma force et de ma persévérance.

A mes frères, Brahim et Lyes

Pour leurs présences, leurs encouragements et la confiance qu'ils m'ont toujours témoignée.

Ce travail est le fruit de vos valeurs et de votre appui indéfectible

À mes amis,

Pour les instants de partage, les encouragements et la bonne humeur, qui ont accompagnés ce parcours.

Votre présence et votre soutien, à la fois dans les moments difficiles et joyeux, ont été une véritable source de motivation.

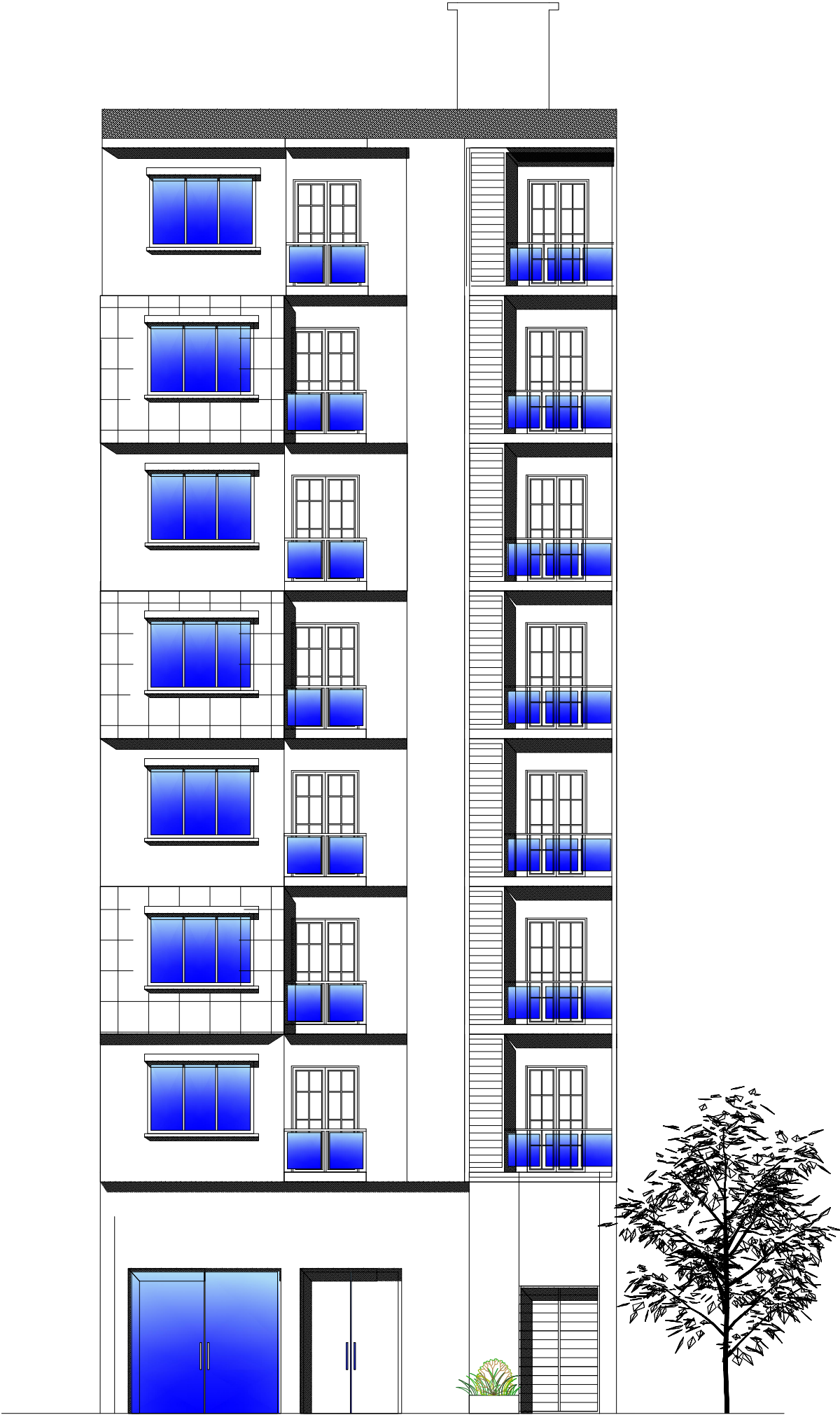
Remerciements

Je souhaite avant tout exprimer ma profonde reconnaissance à Dieu Tout-Puissant, qui m'a accordé la force, la patience et le courage nécessaires pour accomplir ce mémoire de fin d'études.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon encadrante, Madame Smahi Rebiha, pour son accompagnement précieux tout au long de ce travail. Sa disponibilité, ses conseils éclairés et sa bienveillance ont été d'une grande importance dans la réalisation de ce mémoire.

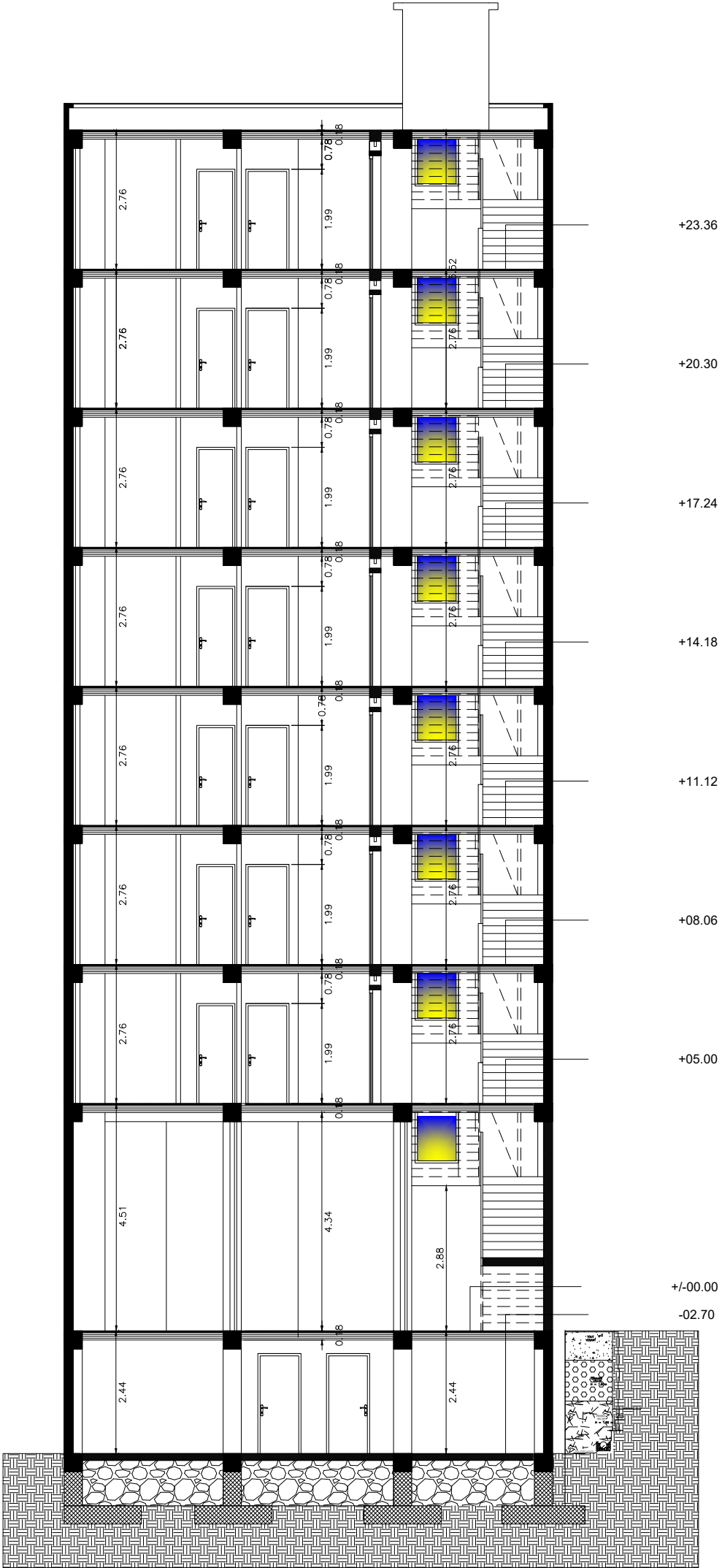
Je souhaite adresser mes sincères remerciements aux membres du jury, qui m'ont honoré par leur présence et l'intérêt qu'ils ont accordé à ce travail. Leurs remarques pertinentes et leur disponibilité constituent pour moi une véritable source d'enrichissement et de motivation.

Je tiens à exprimer toute ma gratitude à l'ensemble de mes professeurs, pour la qualité de leur enseignement, leur disponibilité et leur dévouement, spécialement Mr. Baaziz, Mr. Khellil, Mr. Akouche, Mr Boukaisse. Mr. Kahil et Mme. Kahil. Grâce à leurs efforts constants, j'ai pu acquérir des connaissances solides et développer des compétences précieuses qui m'ont permis de mener à bien ce parcours.



Façade principale





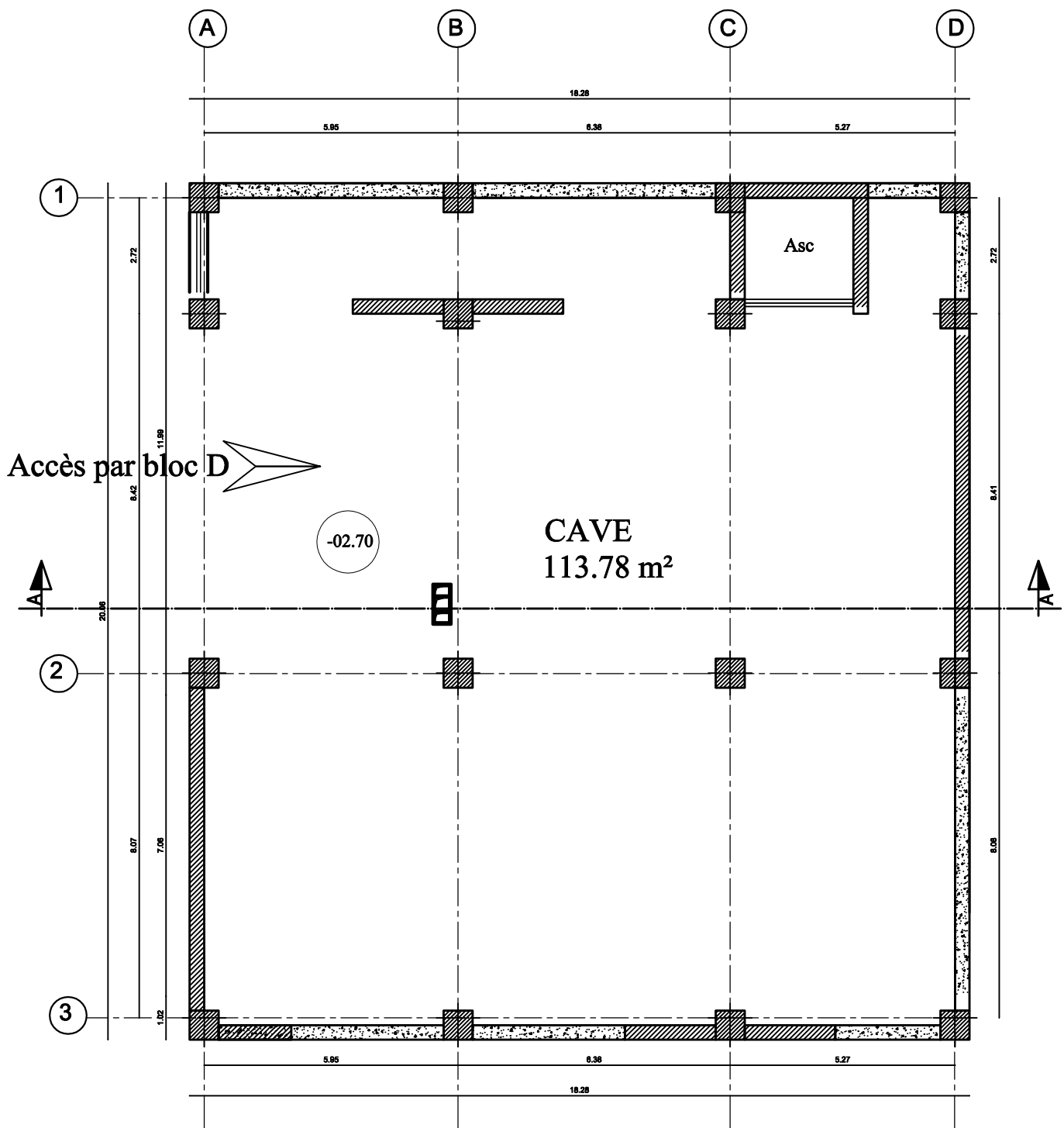
Coupe A-A



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

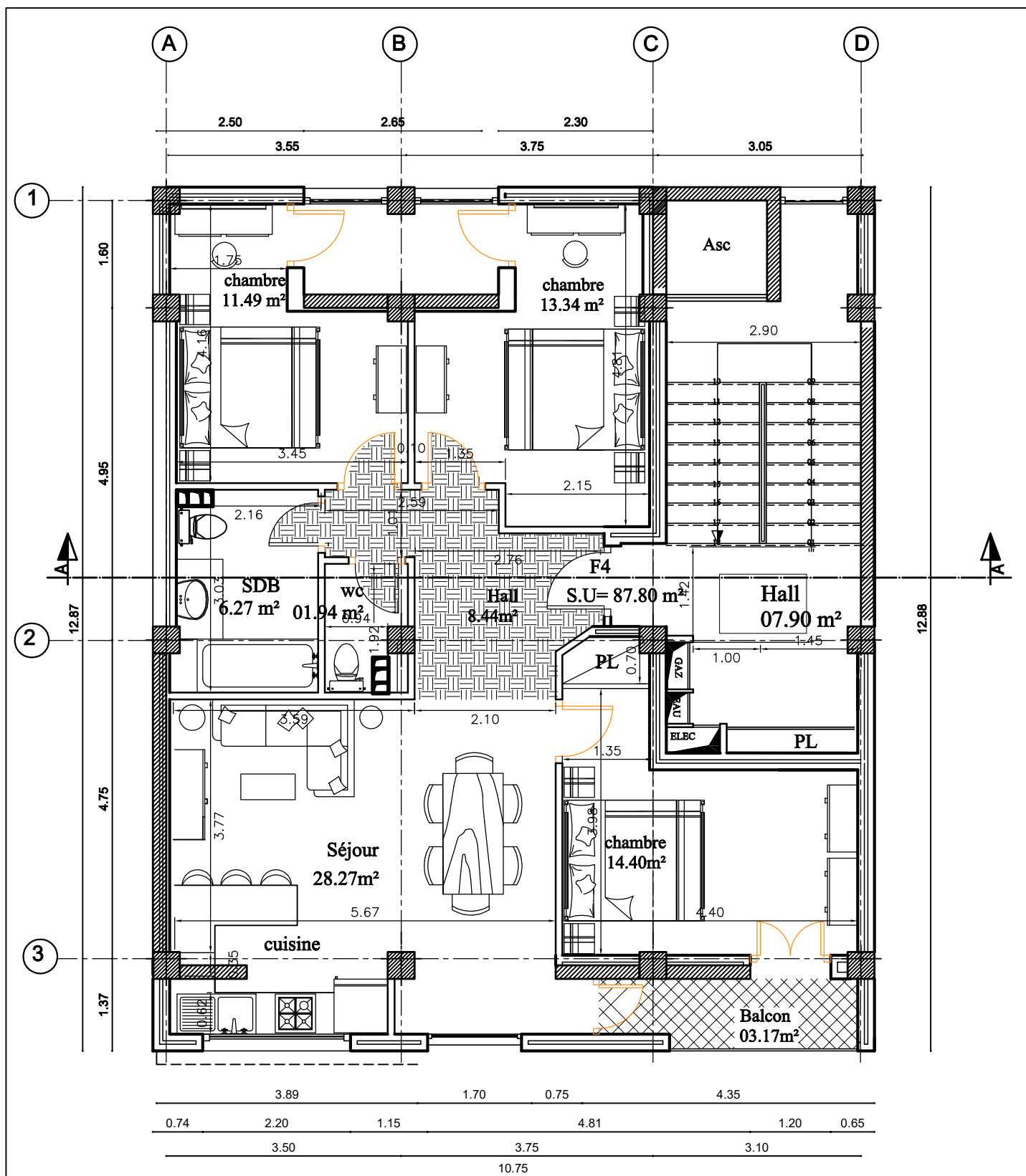
Dossier : Architecture
Désignation : Coupe A-A

Echelle : 1/50
Planche N°02



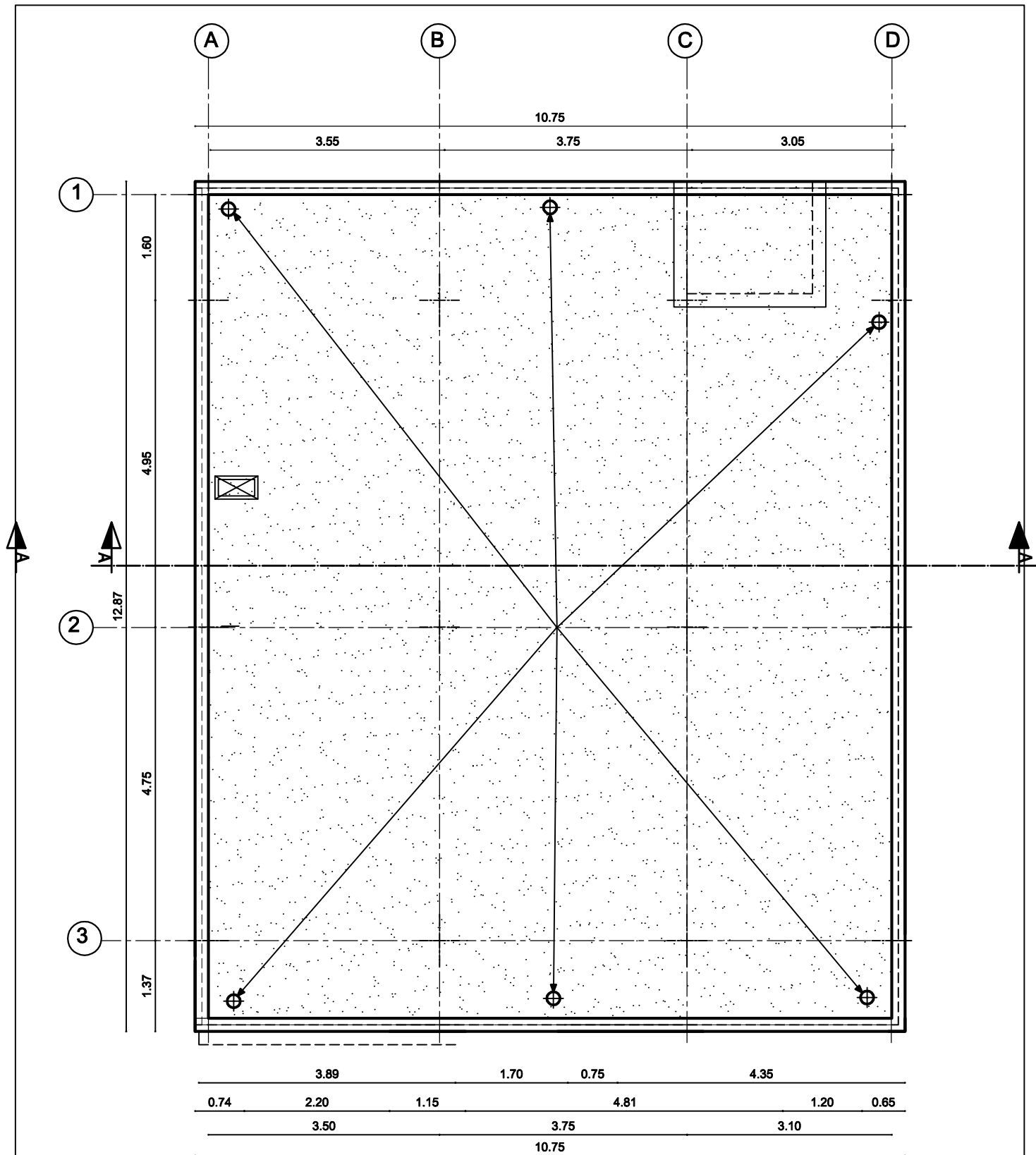
Cave Bloc D





Etage Courant Bloc D





terrasse Bloc D



Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	2
Introduction	2
I.1. Les éléments de l'ouvrage	2
I.2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage	2
I.3. Les éléments de l'ouvrage	2
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux	6
Conclusion.....	13
Chapitre II : Prédimensionnement des éléments	14
II.1. Introduction	14
II.2. Les planchers	14
II.3. Les poutres.....	15
II.4. Les poteaux.....	16
II.5. Les voiles	25
Conclusion	26
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	27
III.1. Calcul de l'acrotère	27
III.2. La salle machine	36
III.3. Calcul des escaliers	47
III.4. La poutre palière	67
III.5. La poutre de chaînage	76
III.6. Calcul de la dalle pleine	87
III.7. Les planchers	93
Chapitre IV : Modélisation sur ETABS	113
Introduction	113
IV.1. Description du logiciel ETABS	113
IV.2. Etapes de modélisation	113
Chapitre V : Vérification des exigences du RPA	122
Introduction	122
Calcul de la période empirique T	122
Pourcentage de la participation de la masse modale	123
Justification du système de contreventement	125

Vérification de l'effort tranchant à la base	127
Vérification des déplacements relatifs	130
Vérification de l'effet du 2 ^{ème} ordre (effet P- Δ)	132
Vérification de l'effort normal réduit	133
Chapitre VI : Ferrailage des éléments	134
Introduction	134
VI.1. Ferrailage des poteaux	134
VI.2. Ferrailage des poutres	150
VI.3. Ferrailage des voiles	159
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	169
Introduction	169
VII.1. Différents types de fondations	169
VII.2. Étude géotechnique du sol	169
VII.3. Choix du type de fondation.....	170
VII.4. Dimensionnement	170
Conclusion	202
Chapitre VIII : Mur de soutènement	203
Introduction	203
Pré dimensionnement du mur.....	203
Détermination des sollicitations	203
Calcul des sollicitations.....	204
Ferrailage du mur de soutènement	205
Conclusion générale	208

Liste des figures

Figure I.1 : élément d'un plancher en corps creux	3
Figure I.2 : élément d'un plancher en dalle pleine	3
Figure I.3 : caractéristique d'un escalier	4
Figure I.4 : Coffrage en bois et en métallique	6
Figure I.5: Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELU.	9
Figure I.6 : Diagramme des σ - ε du béton à l'ELS.....	9
Figure I.7 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à l'ELU.....	11
Figure II.1 : schéma descriptif d'un plancher courant.....	14
Figure II.2 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité.....	17
Figure II.3 : élément constituant le plancher terrasse.....	18
Figure II.4 : élément constituant le plancher (étage courant).....	19
Figure II.5 : coupe verticale d'un mur extérieur.....	20
Figure II.6 : coupe verticale d'un mur intérieur	20
Figure II.7: Loi de dégression de surcharge.	22
Figure II.8 : Coupe de poteau.	23
Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère.	27
Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère.	27
Figure III.3 : Diagrammes des efforts internes.....	29
Figure III.4 : La section d'armature	30
Figure III.5 : Position du centre de pression.....	30
Figure III.6 : Ferrailage de l'acrotère	35
Figure III.7. Ferrailage de la dalle salle machine	46
Figure III.8 : Schéma de l'escalier.	47
Figure III.9 : Schéma représentatif de l'escalier	49
Figure III.10 : Schéma statique de l'escalier a l'ELU	52
Figure III.11 : Diagramme des efforts interne de l'escalier à ELU	54
Figure III.12 : Diagramme des moments corrigés à ELU	55
Figure III.13 : Diagramme des efforts interne de l'escalier à ELS	62
Figure III.14 : Diagramme des moments corrigés à ELS	63
Figure III.15 : Ferrailage de l'escalier.....	66
Figure III.29 : Coupe transversale dans un plancher en corps creux.....	93
Figure III.30 : Treillis soudé (20×20) cm ²	94
Figure III.31 : Surfaces revenant aux poutrelles.	95

Figure III.32 : Exemple d'une poutrelle.....	95
Figure III.33 : schéma statique de la poutrelle.	96
Figure III.34. : la poutrelle comme une section en Té.....	97
Figure III.35: Diagramme de moment à l'ELU(Kn.m).....	101
Figure III.36 : section rectangulaire de (20×65) cm ²	105
Figure III.37 : Ferrailage du plancher.	112
Figure VI.1 : schéma de ferrailage	135
Figure VI.2 : Section partiellement comprimée(SPC).	136
Figure VII.1 : Dimensionnement d'une semelle isolée.	171
Figure VII.2 : Schéma statique des semelles sous poteaux (charges centrées).	173
Figure VI.3: Diagramme des contraintes.....	180
Figure VI.4: Schéma statique du débord.	186
Figure VI.5 : Présentation des chargements simplifiés	187
Diagramme VII.1: Schéma statique de la nervure à l'ELU sens (y-y).....	191
Diagramme VII.2: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU sens (y-y).....	191
Diagramme VII.3: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens y-y).	192
Diagramme VII.4: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens y-y).	192
Diagramme VII.5: Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens x-x).....	193
Diagramme VII.6: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens x-x).....	193
Diagramme VII.7: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens x-x).	194
Diagramme VII.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens x-x).	194
Diagramme VII.9: Schéma statique de la nervure à l'ELU sens (y-y).....	194
Diagramme VII.10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU sens (y-y).....	195
Diagramme VII.11: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens y-y).	195
Diagramme VII.12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens y ;y).	195
Diagramme VII.13: Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens x-x).....	195
Diagramme VII.14: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens x-x).....	196
Diagramme VII.15: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens x-x).	196
Diagramme VII.16: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens x-x)	196

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Principales caractéristiques des aciers.	10
Tableau II.1 : Vérification (Art 7-5-1 RPA99 Version 2003).....	16
Tableau II.2 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.....	18
Tableau II.3 : Caractéristiques des éléments du plancher étage courant.	18
Tableau II.4 : Caractéristiques de la dalle salle machine.	19
Tableau II.5 : Caractéristiques des éléments du mur extérieur	19
Tableau II.6. : Caractéristiques des éléments du mur intérieur	20
Tableau II.7 : surcharges d'exploitation des différents éléments.	20
Tableau II.8: Coefficients de dégression de surcharges	22
Tableau II.9 : Pré dimensionnement des poteaux.....	23
Tableau II.10 : Vérification au flambement.	24
Tableau II.11 : Détermination de l'épaisseur des voiles pour chaque étage.	26
Tableau III.1. Charges permanentes revenant aux poids des revêtements	50
Tableau III.2 : Charges permanentes revenant au palier	50
Tableau III.3 : Charges permanentes revenant à la paillasse.....	51
Tableau III.4 : Combinaison des charges	51
Tableau V.1 : Période fondamentale et taux de participation massique.....	124
Tableau V.2 : Justification de l'interaction voiles portiques dans le sens x-x.....	125
Tableau V.3 : Justification de l'interaction voiles portiques dans le sens y-y.....	126
Tableau V.4 : Justification de l'interaction voiles portiques poids	127
Tableau V.5 : critères du facteur de qualité.....	129
Tableau V.6 : vérification du déplacement relatif obtenue dans le sens X	131
Tableau V.7 : vérification du déplacement relatif obtenue dans le sens Y.	132
Tableau V.8 : vérification de l'effet P- Δ sens x-x et y-y.....	132
Tableau VI.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux	134
Tableau VI.2 : Vérification de la CNF dans les poteaux.....	140
Tableau VI.3 : Ferrailage des zones tendues pour chaque poteau.....	142
Tableau VI-4 : Vérification de sections totales adoptées selon RPA	143
Tableau VI-5 : délimitation des zones nodales.....	143
Tableau VI-6 : Des valeurs de l'élancements géométrique λ_g	145
Tableau VI-7 : quantité minimale d'armatures transversales.....	148
Tableau VI.8 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.	149
Tableau VI.9 : vérification de contrainte.....	150

Tableau VI.10 : Les pourcentages d'armatures par rapport à la section du béton.	151
Tableau VI.11: Ferrailage des poutres principales a l'ELU.	153
Tableau VI.12 : Ferrailage des poutres secondaire à l'ELU.	153
Tableau VI.13 : Vérification au cisaillement.	154
Tableau VI.14 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.	154
Tableau VI.15 : l'adhérence et l'entraînement des barres.....	155
Tableau V.16 : Armatures transversales minimales.	157
Tableau V.17 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales non adhérees aux voiles	157
Tableau VI.18: Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales adhérees aux voiles.	158
Tableau VI.19 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires non adhérees aux voiles.....	158
Tableau VI.20 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires adhérees aux voiles	158
Tableau VI.21: calcul des efforts normaux	163
Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).	172
Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).	172
Tableau VII.4 : Ferrailage du panneau de dalle du radier	184
Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.	185
Tableau VII.9 : Les efforts internes dans les nervures	197
Tableau VII.10: Le ferrailage adopté pour la nervure.....	197
Tableau VII.11 : Vérification des sections adoptées pour les nervures selon le RPA	198
Tableau VII.12 : Vérification des contraintes à l'ELS	201
Tableau VII.13 : Vérification des contraintes à l'ELS	201

Introduction générale

Face aux besoins en habitations de plus en plus croissant en Algérie, notamment dans la wilaya de Tizi-Ouzou, la réalisation d'ouvrages de type bâtiment est apparue comme une solution pour répondre à cette demande.

Dès lors, il devient nécessaire d'assurer la résistance et la stabilité de ces constructions. En fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation et d'autres facteurs, la réponse à cette exigence implique la prise en compte de certaines normes et règles parasismiques.

L'étude que nous nous proposons de réaliser dans le cadre d'un mémoire de fin d'étude consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial. Cette étude nous doit permettre d'assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, ainsi que le confort pour les occupants.

Pour répondre à la problématique posée, notre démarche s'articule autour de huit chapitres : Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a effectué pré- dimensionné des éléments du bâtiment au chapitre deux. Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère. Une fois que la disposition des voiles est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse de RPA99 version 2003. Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABS. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre six. L'étude des fondations fera l'objet du septième chapitre. On termine notre projet avec une étude sur le mur soutènement.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

1. Introduction

Chaque projet en génie civil a un objectif spécifique à atteindre. Le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil, doit être conçu de manière à garantir la stabilité de la structure ainsi que la sécurité des usagers, tant pendant la construction qu'après sa réalisation, tout en minimisant les coûts.

Pour cela, nous allons nous conformer dans nos calculs aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) et les règlements du béton aux états limites (BAEL).

1.1 Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à l'étude d'une structure en (R+7) à usage d'habitation et commercial. L'ouvrage est de groupe d'usage 2 (classée comme ouvrage courant ou d'importance moyenne qui ne dépassant pas 48 m de hauteur) (**Annexe I – art 3.2 du RPA 99/ modifié 2003**). Elle sera implantée à TIZI-OUZOU commune de TIZI-OUZOU, classée comme étant une zone de sismicité moyenne Zone IIa (**Annexe I – Art 3.1**) selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99/ modifié 2003**).

1.2 Caractéristiques géométriques

- Hauteur totale du bâtiment 31.62 m
- Hauteur d'étage courant 3.06 m
- Hauteur du RDC 4.8m
- Hauteur de l'acrotère 0.6 m
- Longueur totale du bâtiment..... 11.8 m
- Largeur totale du bâtiment..... 10.75 m

1.3 Les éléments de l'ouvrage

- **Ossature :**

La stabilité transversale et longitudinale de ce bâtiment est garantie par des portiques auto-stables constitués de poutres et de poteaux encastrés les uns dans les autres, ainsi que par des voiles de contreventement. Cette combinaison permet d'assurer une rigidité optimale de l'ouvrage, capable de supporter les efforts horizontaux et verticaux.

- **Plancher :**

Les planchers sont des aires planes limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils ont pour fonction de supporter les charges et les surcharges et les transmettre aux éléments porteurs, ils permettant aussi une isolation thermique et acoustique.

On distingue deux types :

- **Planchers en corps creux :**

Constitués de corps creux, poutrelles préfabriquées et d'une dalle de compression.

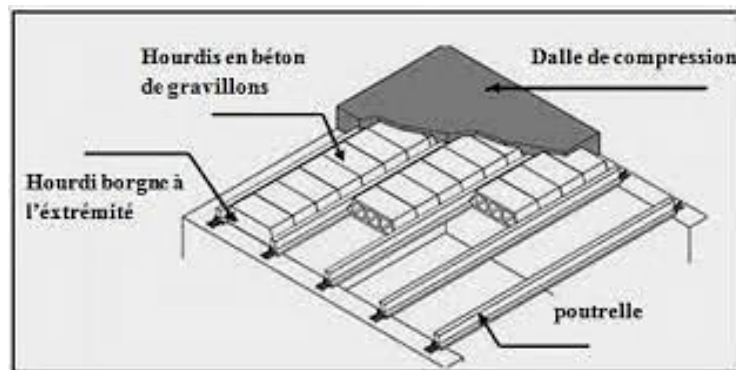


Figure I.1 : L'élément d'un plancher en corps creux

- **Planchers en dalle pleine**

Sont des éléments en béton armé, coulés sur un coffrage plat, il comporte des armatures d'acier variant en nombre et en diamètre selon la portée et les charges à supporter. Prévu lorsqu'il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux.

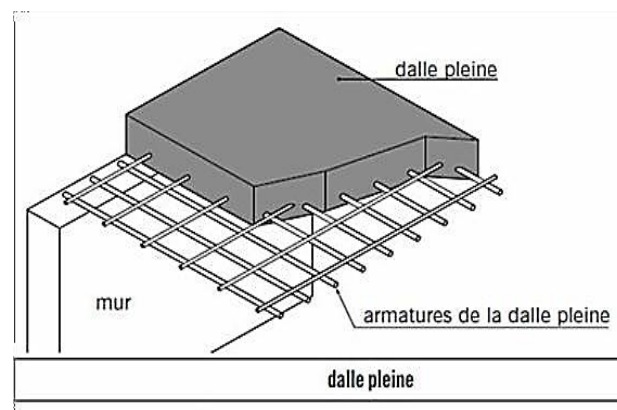


Figure I.2 : L'élément d'un plancher en dalle pleine

▪ Les escaliers :

Il s'agit d'un ouvrage en béton armé, composé d'une série de marches et contre marches permettant d'accéder aux différents étages du bâtiment.

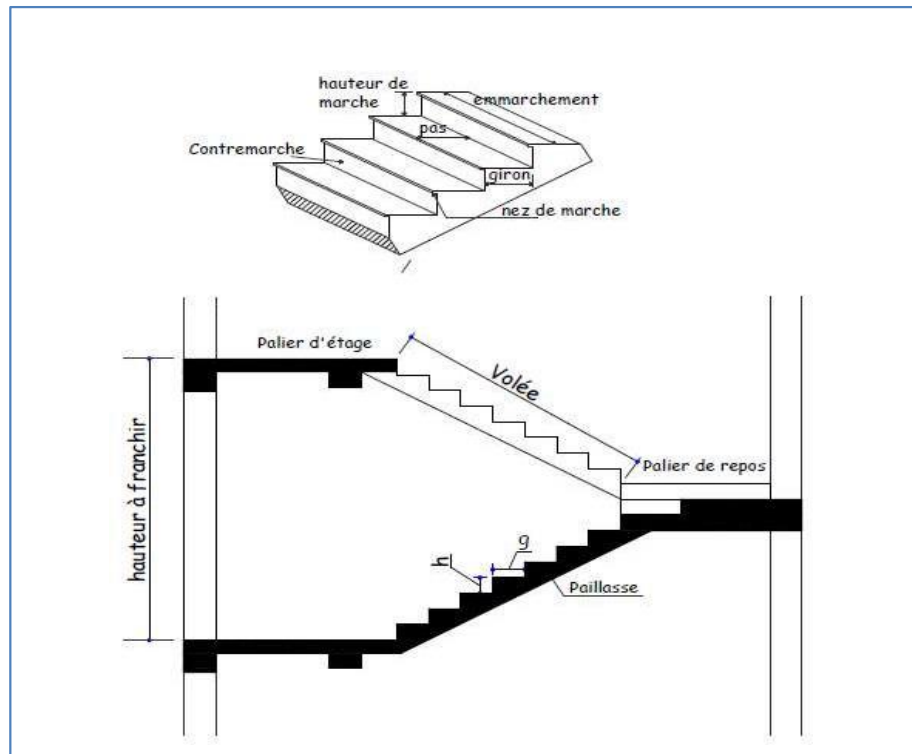


Figure I.3 : Les caractéristique d'un escalier

• Cage d'ascenseur :

C'est un appareil élévateur permettant de transporter des personnes dans une cabine d'un niveau a un autre.

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

• Poutre :

C'est des éléments porteurs horizontaux avec des armatures incorporées, elles reçoivent les charges et surcharges verticales qui se trouvent sur les planchers puis elles les transmettent aux poteaux et aux voiles. Nous distinguons deux types de poutres, les poutres principales sur lesquelles sont disposées les poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chainage.

• Poteaux :

C'est des éléments porteurs verticaux, chargés de reprendre les charges et surcharges verticales issues des différents niveaux afin de les transmettre aux fondations, ainsi que les actions horizontales.

Les poteaux et les poutres forment un système de portique.

- **Voiles :**

C'est des éléments porteurs verticaux de contreventement rigide disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), qui assurent la stabilité de notre ouvrage, face aux actions horizontales d'une part, et à reprendre une partie des efforts verticaux d'autre part et les transmettre aux fondations.

- **Maçonnerie :**

Elle est composée de matériaux (briques, pierres, moellons...etc.) liés par un liant (plâtre, ciment, mortier...etc.). La structure est munie de deux types de murs, qui sont les suivants :

- **Les murs extérieurs :** sont réalisés en double cloisons de briques creuses de 10 cm pour la cloison externe, de 10 cm pour l'interne et d'une lame d'air de 5 cm.
- **Les murs intérieurs :** sont réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

- **Revêtements :**

Ce sont des éléments indispensables pour le confort. On utilisera dans l'ouvrage les éléments suivants :

- **Revêtement horizontal :** En plâtre et enduit pour les plafonds et en carrelage pour les sols.
- **Revêtement vertical :** En mortier de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre et enduit pour les murs intérieurs et extérieurs et en céramique pour les salles d'eau

- **Système de coffrage :**

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- ✓ Rentabilité du chantier.
- ✓ Réalisation rapide des travaux.
- ✓ Sécurité de la main d'œuvre.
- ✓ Réduction des opérations manuelles.

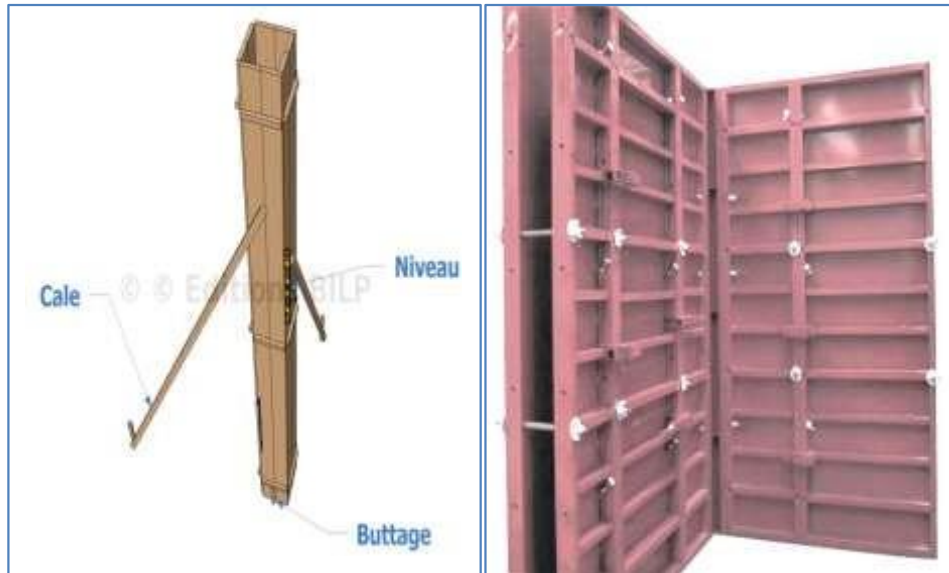


Figure I.4 : Coffrage en bois et en métallique

1.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux

La structure sera réalisée en béton armé, qui est un mélange de béton et d'acier, permettant ainsi d'obtenir un béton renforcé. Il est donc essentiel de déterminer les caractéristiques de ce matériau.

1.4.1 Béton :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats, sable, gravier,) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants.

Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement, le dosage en ciment varie entre 300-400 Kg/m³ de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300 Kg/m³ les règles du BAEL 91 modifiées 99 ne sont plus applicables.

Le béton doit satisfaire les exigences suivantes : sécurité de la structure, confort, la durabilité et la résistance.

1.4.1.1 Résistance caractéristique du béton :

On définit deux types de résistance :

➤ Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours noté f_{c28} .

Elle est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa).

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

-Pour $f_{c28} \leq 40$ Mpa $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28}$ (**BAEL91/Art 2.1,11**)

-Pour $f_{c28} > 40$ Mpa $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

➤ **Résistance caractéristique du béton à la traction :**

La résistance à la traction du béton à J jours, désignée par f_{tj} est exprimée en MPa et définie conventionnellement par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

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

⇒ Dans notre cas nous aurons : $f_{t28} = 2,1$ MPa.

1.4.1.2 Les modules de déformation longitudinale :

Les modules de déformation longitudinale du béton sont des propriétés mécaniques qui mesurent comment le béton réagit à la déformation dans sa direction principale. Ils sont essentiels pour concevoir des structures en béton. Les principaux modules comprennent :

➤ **Module de déformation longitudinale instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad (\text{Art. A.2.1,21/ BAEL91 modifiés 99}).$$

➤ **Le module de déformation différée du béton**

Lorsque l'on prend en compte un chargement d'une longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée du béton (E_{vj}) est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]}$$

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25$ Mpa : $E_{i28} = 32164,20$ Mpa.

$$E_{v28} = 10818,87 \text{ Mpa.}$$

➤ **Module de déformation transversale du béton :**

D'après la règle (Art.A.2.1.3/BAEL91modifié99), le module de déformation transversale est donné par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

Avec : E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

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

⇒ $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations à l'ELS.

➤ **Coefficient de Poisson (ν) :**

C'est le rapport entre la déformation latérale relative sur la déformation relative longitudinale .

$$\nu = \frac{\Delta a/a}{\Delta L/L} \quad (\text{Art : A.2.18.B.A.E.L 91})$$

Avec : $\Delta a/a$: déformation relative transversale

$\Delta L/L$: déformation relative longitudinale.

1.4.1.3 Les contraintes limites du béton :

Les états limites (EL) sont des conditions ou des critères de conception qui définissent les limites de sécurité et de performance d'une structure ou d'un système. Ils sont utilisés pour garantir que les structures et les composants répondent à des normes de sécurité en vigueur.

➤ **État limite ultime (ELU) :**

Il concerne la capacité de la structure à résister à des charges extrêmes, telles que les séismes, les vents violents ou les charges accidentelles. Les ELU visent à éviter l'effondrement complet de la structure.

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton qui s'écrit :

$$F_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art.A.4.3.41})$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité partiel.

$\gamma_b = 1,5$ Situation courante.

$\gamma_b = 1,15$ Situation accidentelle.

θ : coefficient dépend de la durée d'application des charges. $\theta = 1$ pour $t > 24$ h.

$\theta = 0,9$ pour $1 < t < 24$ h.

$\theta = 0,85$ pour $t < 1$ h.

⇒ **Cas courant** : $\theta = 1$ et $\gamma_b = 1,5$, $f_{bc} = 14,2$ MPa.

⇒ **Cas accidentel** : $\theta = 0,85$ et $\gamma_b = 1,15$, $f_{bc} = 21,74$ MPa.

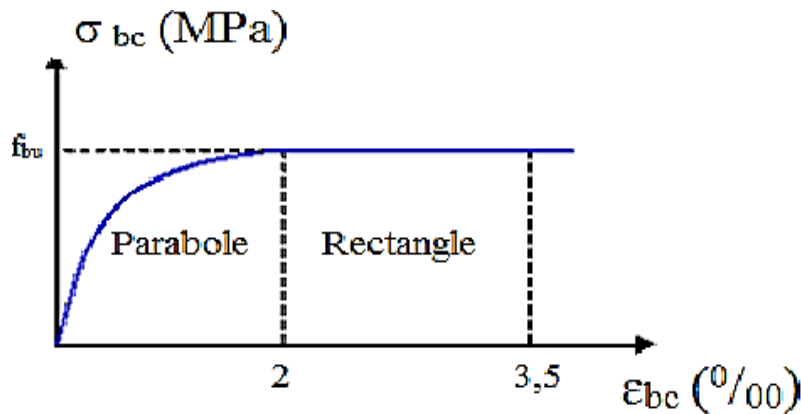


Figure I.5: Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELU.

➤ État limite de service (ELS) :

Il concerne la performance à long terme d'une structure sous des charges normales, telles que les charges de vent, de neige, de trafic, etc. Les ELS visent à garantir que la structure reste fonctionnelle et durable pendant toute sa durée de vie.

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{cj} \quad (\text{Art 4.5 .2 BAEL 91})$$

On prend : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15$ MPa pour $f_{c28} = 25$ MPa.

Diagramme des contrainte-déformations du béton

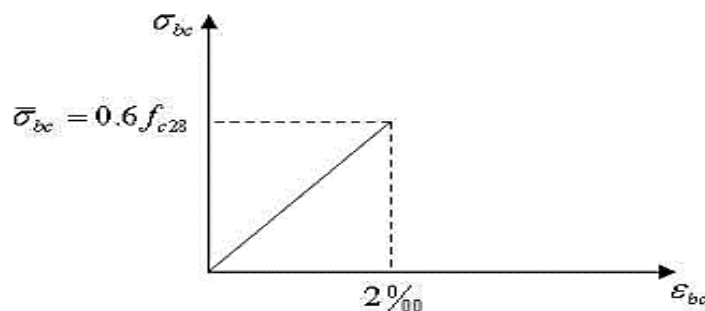


Figure I.6 : Diagramme des σ - ϵ du béton à l'ELS.

➤ **Contrainte tangentielle conventionnelle (Art : A.5.1 BAEL 91) :**

Elle est donnée par la formule suivante : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$

Avec : τ_u : l'effort tranchant à ELU.

b_0 : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile (0,9 h position d'aciers tendus).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

⇒ Cas de fissurations peu nuisibles : $\tau_u = \min \{0.13 f_{ct} ; 5 \text{ MPa}\}$

⇒ Cas de fissurations préjudiciables ou très préjudiciables : $\tau_u = \min \{0.10 f_{ct} ; 4 \text{ MPa}\}$

1.4.2 L'acier

L'acier est un matériau de construction largement utilisé en génie civil en raison de ses excellentes propriétés mécaniques, notamment sa résistance à la traction, sa ductilité et sa durabilité. Nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Principales caractéristiques des aciers.

Notation	Limite d'élasticité	Coefficient de Fissuration η	Coefficient de cisaillement
Treillis soudés TLE520	520	1,3	1
Haute adhérence FeE400	400	1,6	1,5

1.4.2.1 Module d'élasticité longitudinale : (A.2.2 ,1/BAEL91/ modifié99

Le module élasticité longitudinal (E_s) de l'acier est pris égal à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

1.4.2.2 Contrainte limite d'élasticité de l'acier :

➤ **État Limite Ultime (ELU) de l'acier :**

L'ELU représente la contrainte maximale que l'acier peut supporter avant de subir une déformation permanente ou une rupture. Il est crucial pour la conception de structures résistantes à des charges extrêmes comme les séismes ou les vents violents.

La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

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

Avec : σ_{st} : Les contraintes admissibles

f_e : limite d'élasticité de l'acier limite

$\gamma_s = 1.15$ (situation courante) $\gamma_s = 1.00$ (situation accidentelle)

Pour $f_e = 400$ MPa , $\overline{\sigma_{st}} = 348$ MPa (courante).

$\overline{\sigma_{st}} = 400$ MPa (accidentelle).

Diagramme Contraintes – Déformations de calcul de l'acier :

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié suivant :

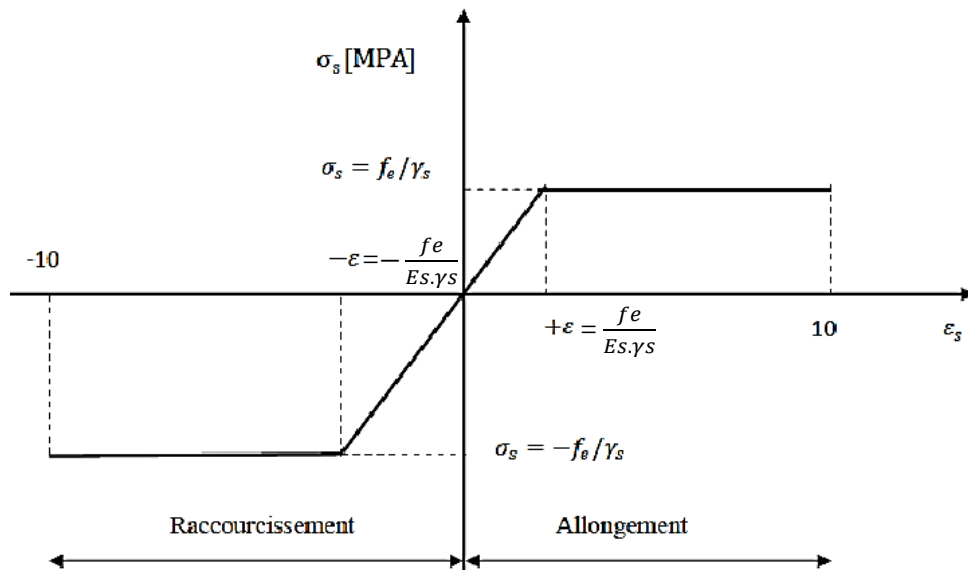


Figure I.7 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à l'ELU.

➤ Etat limite de service « ELS » :

L'ELS concerne la performance à long terme de l'acier sous des charges normales et quotidiennes. Il représente la contrainte maximale que l'acier peut supporter sans subir de déformations permanentes excessives ou de dommages à long terme.

A l'état limite de service, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures du béton (risque de corrosion des armatures). Pour cela, on doit limiter les contraintes dans les aciers.

On distingue 3 cas de fissurations :

- ⇒ **Cas 1** : fissuration peu préjudiciable (c'est le cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire) :

$$\overline{\sigma_{st}} = f_e \quad (\text{BAEL 91 Art. A.4.5.3.2})$$

- ⇒ **Cas2** : fissuration préjudiciable (c'est le Cas des milieux exposés aux intempéries) :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(2/3 f_e ; 110) \quad (\text{BAEL 91 Art. A.4.5.3.3})$$

⇒ **Cas 3** : fissuration très préjudiciable (le cas des milieux agressifs) :

$$\sigma_{st} = \min(0,5 \underline{f_e}; 90 \eta f_{tj}) \quad (\text{BAEL 91 Art. A.4.5.3.4})$$

Avec : f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

η = Coefficient de fissuration :

$\eta = 1,6$ pour les HA de $\varnothing > 6$ mm, $\eta = 1,3$ pour les HA de $\varnothing < 6$ mm, $\eta = 1$ pour les RL.

1.4.2.3 Protection des armatures (Art A7.1 BAEL) :

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

- ✓ $C \geq 5$ cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- ✓ $C \geq 3$ cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- ✓ $C \geq 1$ cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

1.4.2.4 Les actions et sollicitations :

Les actions sont des forces appliquées directement à une construction. Elles peuvent être soit directes, comprenant les actions permanentes, les actions variables d'exploitation, les actions climatiques et les actions accidentelles. Soit indirectes, elles résultent d'effets tels que le retrait et le fluage du béton, les variations de température et les tassements, provoquant des contraintes et des déformations dans la structure. L'analyse des actions est fondamentale pour concevoir des structures résistantes et durables.

➤ Les actions permanentes « G » :

Elles ont une intensité constante ou très variable dans le temps, elles comprennent :

- Poids propre de la structure.
- Poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement).
- Efforts (poids, poussée des eaux et des terres).
- Efforts dues à des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait).

➤ Les actions variables « Q » :

Elles varient de façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitations
- Les charges climatiques.
- Les variations de température.

➤ **Les actions accidentelles « Fa »:**

Ces actions résultent des phénomènes se produisant rarement et de façon instantanée, tel que :

- Chocs de véhicules, d'engins de ponts roulants.
- Explosion (gaz, bombes...)
- Séisme.

Conclusion

Dans cette partie, nous avons identifié les différents éléments qui composent notre structure ainsi que les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous utiliserons, en tenant compte des normes et réglementations en vigueur, notamment le BAEL91 modifié en 1999 et le Règlement Parasismique Algérien (RPA), pour garantir la conformité et la sécurité de notre projet. Nous passons maintenant au deuxième chapitre, qui concerne le pré-dimensionnement de ces éléments constitutifs de notre ouvrage

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

II. 1. Introduction

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et enfin les voiles.

Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure. Et pour cela on se réfère aux :

- Le règlement parasismique algérien (RPA 99 VERSION 2003) pour le pré dimensionnement
- Le document technique réglementaire (DTR B.C.2.2) pour les charges permanentes et les charges d'exploitation.
- Le béton armé aux états limites (BAEL91)

II. 2. Les planchers

Les planchers constituant le bâtiment seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression, les corps creux seront posés sur des poutrelles préfabriquées qui seront à leur tour disposées suivant la petite portée.

La hauteur totale du plancher à corps creux est donnée par la relation suivante :

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

Avec : h_t : Hauteur totale du plancher (épaisseur du corps creux et de la dalle de compression).

L_{max} : Portée libre maximale des poutrelles.

On a : $L_{max} = 375 - 25 = 350 \text{ cm}$

$L_{max} = 3.50 \text{ m}$

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

On opte pour une hauteur du plancher : **$ht = 20 \text{ cm}$ soit un plancher (16 + 4)**

Cette hauteur valable pour toute les étages.

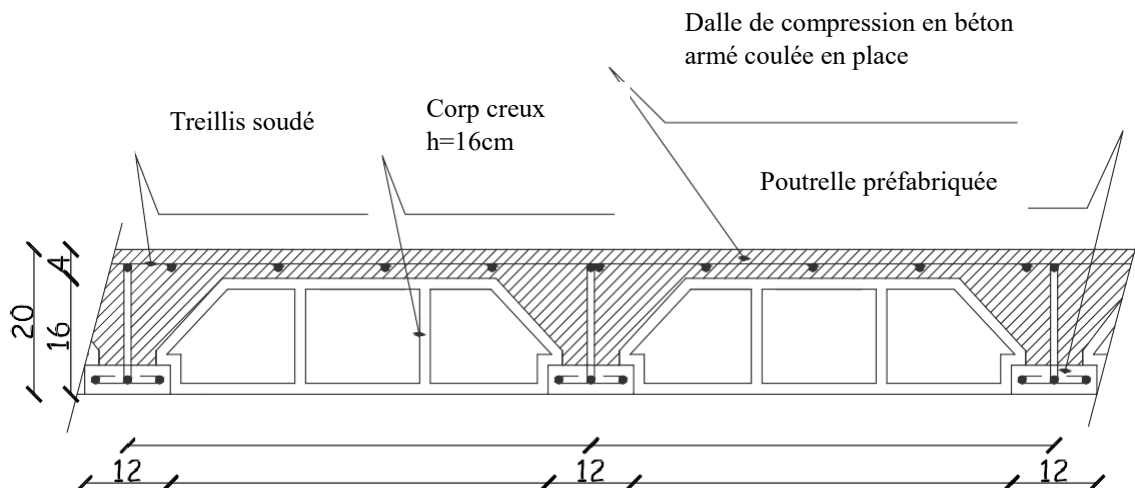


Figure II.1 : schéma descriptif d'un plancher courant

II. 3. Les poutres

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles). D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

- Hauteur des poutres :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10}$$

- Largeur des poutres :

$$0.4 h_p \leq b \leq 0.7 h_p$$

Avec :

h_p : Hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

L_{max} : portée maximale de la poutre considérée entre nu d'appuis.

A. Les poutres principales :

$$L_{max} = 495 - 25 \Rightarrow \frac{470}{15} \leq h_p \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31.33 \leq h_p \leq 47$$

On prend : **$h_p = 35 \text{ cm}$**

$$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

On prend : **$b = 30 \text{ cm}$**

B. Les poutres secondaires :

$$L_{max} = 375 - 25 = 350 \text{ cm} \Rightarrow \frac{350}{15} \leq h_p \leq \frac{350}{10} \Rightarrow 20.33 \leq h_p \leq 35$$

On prend : **$h_p = 30 \text{ cm}$**

$$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On prend : **$b = 25 \text{ cm}$**

C. Les poutres de chaînage :

$$L_{max} = 375 - 25 = 350 \text{ cm} \Rightarrow \frac{350}{15} \leq h_p \leq \frac{350}{10} \Rightarrow 20.33 \leq h_p \leq 35$$

On prend : **$h_p = 30 \text{ cm}$**

$$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On prend : **$b = 25 \text{ cm}$**

➤ **Vérification (Art 7-5-1 RPA99 Version 2003) :**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Tableau II.1 : Vérification (Art 7-5-1 RPA99 Version 2003)

	Poutres principales	Poutres secondaires	Poutres de Chinage	Vérification
Hauteur : h_p (cm)	$35 \geq 30$	$30 \geq 30$	$30 \geq 30$	Vérifier
Largeur : b (cm)	$30 \geq 20$	$25 \geq 20$	$25 \geq 20$	Vérifier
Hauteur / largeur	1.16	1.2	1.2	Vérifier

Conclusion : on adoptera les dimensions suivantes :

- (30×35) pour les poutres principales
- (25×30) pour les poutres secondaires
- (25×30) pour les poutres de chinage

II.4. Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité. Les poteaux sont près dimensionnés à l'ELS en compression simple en Supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s tel que : **$N_s = G + Q$**

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par : $A_p \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

A_p La section transversale du poteau le plus sollicité.

N_s : Effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression

$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = \mathbf{15MPa}$

4.1. Calcul de la surface d'influence :

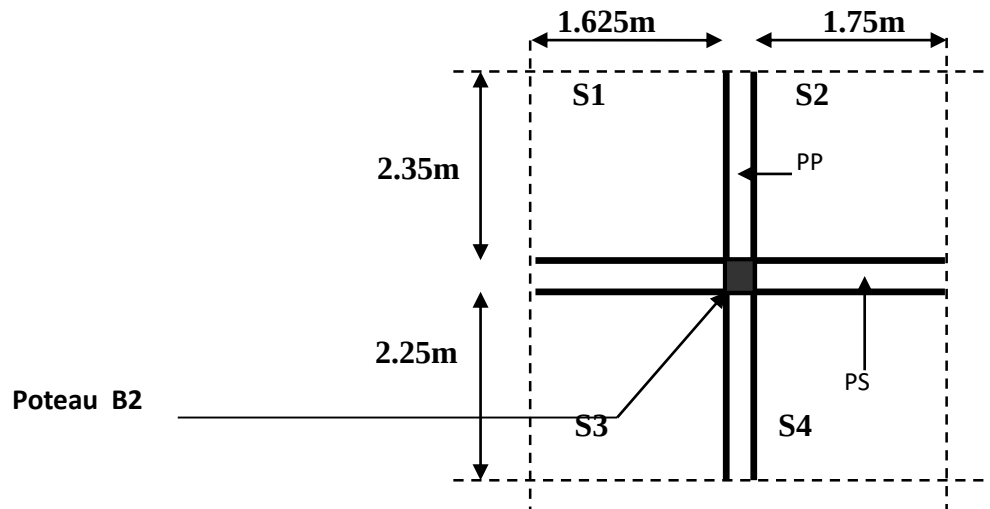


Figure II.2 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité

Dans notre cas le poteau le plus sollicité > B2

Surface nette:

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 2.35 \times 1.625 = 3.82 \text{ cm}^2$$

$$S_2 = 2.35 \times 1.75 = 4.11 \text{ cm}^2$$

$$S_3 = 2.25 \times 1.625 = 3.66 \text{ cm}^2$$

$$S_4 = 2.25 \times 1.675 = 3.94 \text{ cm}^2$$

$$S_n = 15.53 \text{ m}^2$$

Surface brute:

$$(2.35 + 0.25 + 2.25)(1.625 + 0.25 + 1.75) = 17.58 \text{ m}^2$$

$$S_b = 17.58 \text{ m}^2$$

4.2. Détermination des charges et des surcharges

Pour déterminer les charges permanentes G et les charges d'exploitations Q nous allons nous référer au **DTR B.C.2.2.**

▪ Charges permanentes :

On a la charge $G = \rho \cdot e$

ρ : le poids volumique

e : l'épaisseur de l'élément

- Plancher terrasse inaccessible à corps creux :

Tableau II.2 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.

N°	Elements	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges G (KN/m ²)
1	Couche de gravillons	17	0,05	0,85
2	Etanchéité multi couche	6	0,02	0,12
3	Béton en forme de pente	22	0,07	1,54
4	Feuille de polyrâne	0.01	/	0,01
5	Isolation thermique	4	0,04	0,16
6	Dalle en corps creux	14	0.20	2,80
7	Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
				G = 5,58 KN/m²

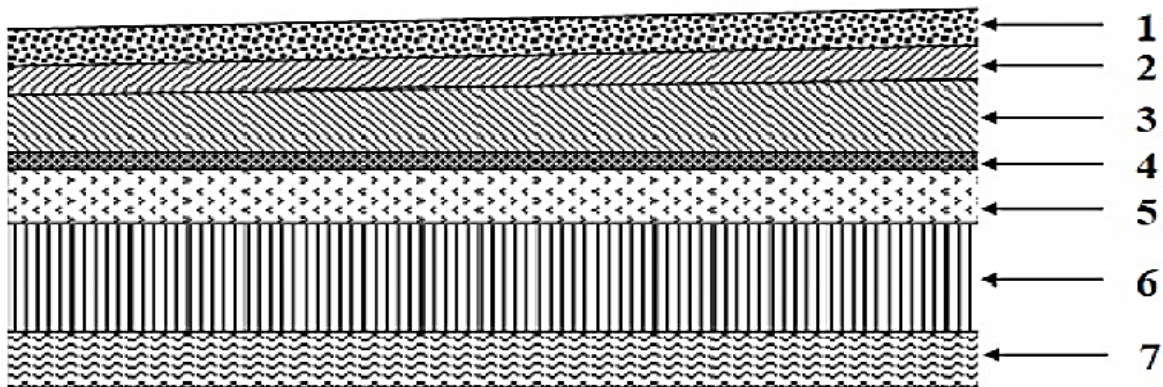


Figure II.3 : L'élément constituant le plancher terrasse

- Plancher étage courant :

Tableau II.3 : Caractéristiques des éléments du plancher étage courant.

N°	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	20	0,02	0,40
2	Mortier de pose	20	0,02	0,40
3	Couche de sable	18	0,02	0,36
4	Dalle en corps creux	14	0,20	2,80
5	Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
6	Cloisons de separation interne	10	0,10	1
				G = 5,16 KN/m²

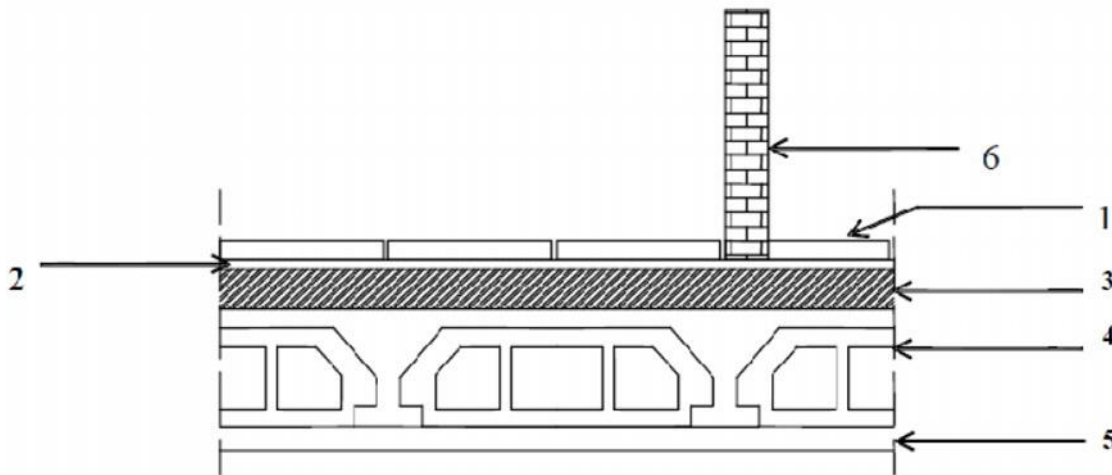


Figure II.4 : élément constituant le plancher (étage courant)

➤ *Dalle pleine :*

Tableau II.4 : Caractéristiques de la dalle salle machine.

Matériaux	Epaisseur (m)	G (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Dalle pleine	0.15	25	3.75
La charge permanent uniformément répartie G (KN/m ²)			3.75
La surcharge d'exploitation uniformément répartie (KN/m ²)			1
La charge d'exploitation concentrique P(KN) : La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes, notons que le nombre de personnes transportées est de 8.			P=90 KN

➤ *Maçonnerie :*

a. Mur extérieur :

Tableau II.5 : Caractéristiques des éléments du mur extérieur

N°	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges G (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0,02	0,36
2	Brique creuse	9	0,1	0,90
3	Lame d'air	-	0,05	-
4	Briques creuses	9	0,10	0,90
5	Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
				G = 2,36 KN/m²

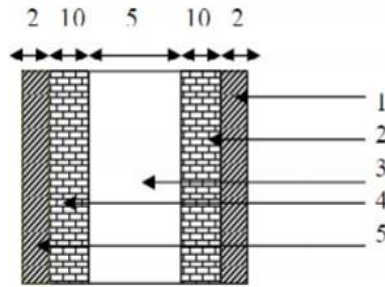


Figure II.5 : Coupe verticale d'un mur extérieur

b. Mur intérieur :

Tableau II.6. : Caractéristiques des éléments du mur intérieur

N°	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges G (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
2	Briques creuses	9	0,10	0,90
3	Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
				G = 1,3 KN/m²

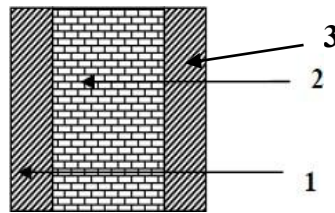


Figure II.6 : coupe verticale d'un mur intérieur

▪ Charge d'exploitation :

Tableau II.7 : surcharges d'exploitation des différents éléments.

Eléments	Surcharges en KN/m ²
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant	1.5
Balcon	3.5
Plancher RDC	2.5
Acrotère	1
Plancher S-SOL	2.5

4.3. Calcul de l'effort normal :

▪ Poids propre des poutres :

Poutres principales : $G_{pp} = (0.30 \times 0.35 \times 25)(1.625 + 1.75) \Rightarrow G_{pp} = 8.86 \text{ KN}$

Poutres secondaires : $G_{ps} = (0.25 \times 0.30 \times 25) \times (2.25 + 2.35) \Rightarrow G_{ps} = 8.63 \text{ KN}$

D'où : $G_t = 8.86 + 8.63 = 17.26 \text{ KN}$

▪ Poids propre des planchers :

Plancher terrasse inaccessible : $G_p = 5.68 \times 15.53 \Rightarrow G_p = 59.62 \text{ KN}$

Plancher étage courant : $G_{pe} = 5.16 \times 15.53 \Rightarrow G_{pe} = 57.66 \text{ KN}$

▪ Poids propre des poteaux :

Poteaux RDC : $G_p = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times 4.8 \Rightarrow G_p = 7.8 \text{ KN}$

Poteaux d'étage courant : $G_p = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times 3.06 \Rightarrow G_p = 4.78 \text{ KN}$

Poteaux S-SOL : $G_p = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times 2.7 \Rightarrow G_p = 4.22 \text{ KN}$

▪ Les charges d'exploitations :

➤ Terrasse inaccessible : $Q_0 = 1 \times 17.58 = 17.58 \text{ KN}$

➤ Plancher étage courant : $Q_1 = 1.5 \times 17.58 = 26.37 \text{ KN}$

➤ RDC : $Q_3 = 2.5 \times 17.58 = 43.95 \text{ KN}$

4.4. Loi de dégression des surcharges :

Le nombre minimum des niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de 05.

Ce qui est le cas de notre bâtiment étudié.

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

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i

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

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

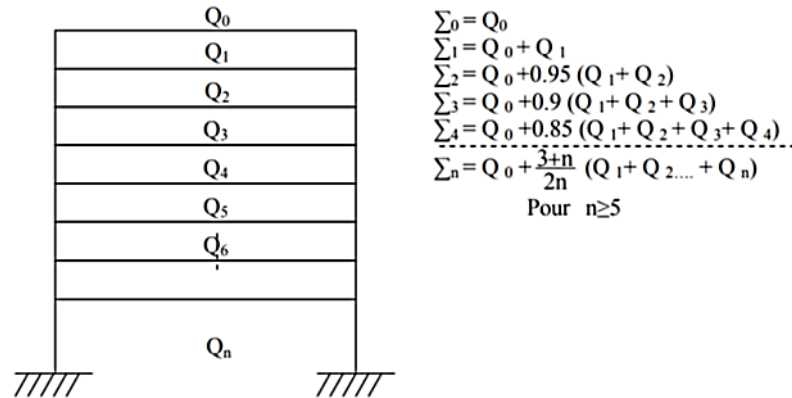


Figure II.7: Loi de dégression de surcharge.

Dégradation des surcharges d'exploitation :

Tableau II.8: Coefficients de dégression de surcharges

Niveau	7 ^{ème}	6 ^{ème}	5 ^{ème}	4 ^{ème}	3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{er}	RDC	S/SOL
Coefficient	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.71	1

Note : Le coefficient $(3 + n) / 2n$ étant valable pour $n \geq 5$.

Tableau II.9. : Les surcharges cumulées

Niveaux	Opération	Résultat [KN]
7 ^{ème}	17.58	17.58
6 ^{ème}	17.58+26.37	43.95
5 ^{ème}	17.58+0.95x26.37x2	67.68
4 ^{ème}	17.58+0.9x26.37x3	88.78
3 ^{ème}	17.58+0.85x26.37x4	107.24
2 ^{ème}	17.58+0.8x26.37x5	123.06
1 ^{er}	17.58+0.75x26.37x6	136.25
RDC	17.58+0.71x26.37x7	148.64
S/SOL	17.58+1x26.37x7+43.95	246.12

Tableau II.9 : Pré dimensionnement des poteaux

Niveaux	Charges permanentes (KN)					Q (KN)		Effort normal $N_s=G+Q$ (KN)	Section du poteau cm ²	
	G_p	G_{pou}	G_{pot}	G_{tot}	G_{cum}	Q_i	Q_{cum}		$s \geq \frac{N_s}{0.6f_{c28}}$	Section adoptée
7 ^{ème}	88.21	4.78	17.26	110.25	110.25	17.58	17.58	127.83	85.22	30x30
6 ^{ème}	80.13	4.78	17.26	102.17	212.42	26.37	43.95	256.37	170.91	30x30
5 ^{ème}	80.13	4.78	17.26	102.17	314.59	26.37	67.68	382.27	250.84	35x35
4 ^{ème}	80.13	4.78	17.26	102.17	416.76	26.37	88.78	505.54	337.02	35x35
3 ^{ème}	80.13	4.78	17.26	102.17	518.93	26.37	107.24	626.17	417.07	40x40
2 ^{ème}	80.13	4.78	17.26	102.17	612.1	26.37	123.06	744.16	496.11	40x40
1 ^{er}	80.13	4.78	17.26	102.17	723.27	26.37	136.25	859.52	573.01	45x45
RDC	80.13	7.8	17.26	105.17	828.46	43.95	148.64	977.1	651.4	45x45
S/SOL	80.13	4.22	17.26	101.61	930.07	43.95	246.12	1176.19	784.17	45x45

Vérification de la condition de non-flambement des poteaux

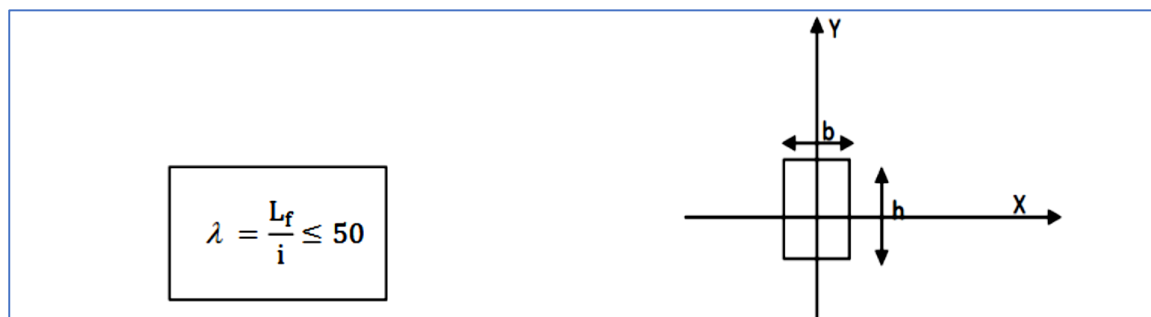


Figure II.8 : Coupe de poteau.

Avec :

 L_f : Longueur de flambement $\rightarrow L_f = 0.7 L_0$ i : Rayon de giration $\rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ L_0 : Hauteur libre du poteau

S : Section transversale du poteau $\rightarrow S = b \times h$.

I : Moment d'inertie du poteau $I = \frac{hb^3}{12}$.

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}} \text{ ou } \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}} \text{ ce qui donne : } \lambda = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{bh^3}{12bh}}}$$

$$L_{f(EC)} = 0.7 \times 2.86 = 200.2 \text{ cm.}$$

$$L_{f(RDC)} = 0.7 \times 460 = 322 \text{ cm.}$$

$$L_{f(S-Sol)} = 0.7 \times 250 = 175 \text{ cm.}$$

Vérification du flambement pour les poteaux :

Tableau II.10 : Vérification au flambement.

poteaux	S cm ²	Lf cm	$I = \frac{h \cdot b^3}{12}$	$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$	$\lambda = \frac{Lf}{c}$	$\lambda = \frac{Lf}{c} \leq 5$
30x30 Etages 6 et 7	900	200.2	67500	8.66	23.12	C.V
35x35 Etages 4 et 5	1225	200.2	125052.06	10.10	19.12	C.V
40x40 Etages 2 et 3	1600	200.2	21333.33	11.54	17.35	C.V
45x45 Etage 1	2025	200.2	341718.75	12.99	15.41	C.V
45x45 RDC	2025	322	341718.75	12.99	24.78	C.V
45x45 Sous Sol	2025	175	341718.75	12.99	13.47	C.V

Conclusion : Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables.

II.5. Les voiles

Les voiles en béton armé sont des éléments structuraux rigides conçus pour assurer la stabilité de l'ouvrage face aux charges horizontales tout en reprenant une partie des charges verticales. Conformément au RPA 99 (modifié en 2003), article [7.7.1], un élément est considéré comme un voile s'il satisfait la condition suivante :

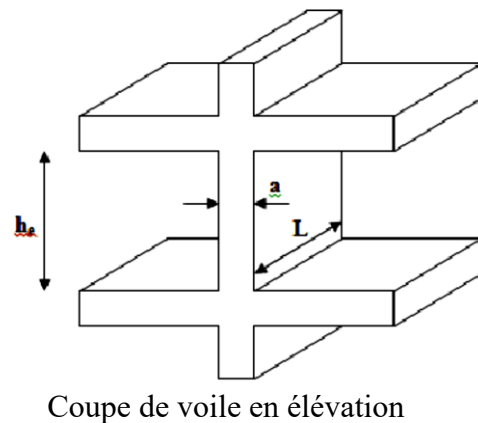
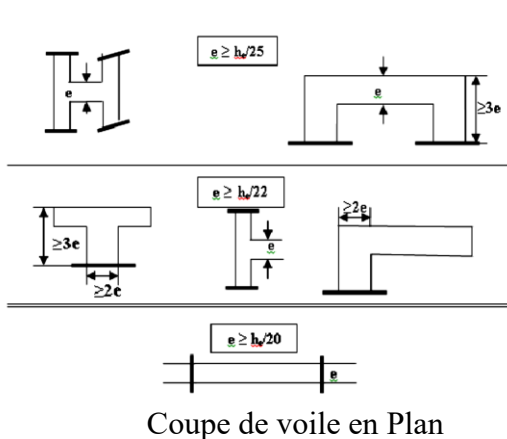
$$L \geq L_{\min} = 4a$$

Avec :

a : épaisseur du voile.

L : portée minimale du voile.

L'épaisseur minimale requise est de 15 cm (soit $a \geq 15$ cm). Cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) ainsi que des conditions de rigidité aux extrémités.



a) L'épaisseur minimale

$$h_e = h - h_t$$

$$a \rightarrow \text{épaisseur} \Rightarrow a \geq \frac{h_e}{20}$$

Pour S.S : $h = 2.70\text{m}$; $h_e = 2.50\text{m}$.

$$a \geq \frac{250}{20} = 12.5\text{m}$$

On opte pour $a \geq 15$ cm

Pour RDC : $h=4.8\text{m}$; $h_e= 4.6\text{m}$

$$a \geq 23$$

On opte pour $a \geq 25 \text{ cm}$

Pour E.C : $h=3.06\text{m}$; $h_e=2.86\text{m}$.

$$a \geq 14.3$$

On opte pour $a \geq 15 \text{ cm}$.

On prend $a \geq 25\text{cm}$

b) Longueur du voile :

$$L \geq L_{\min} = 4a = 4 \times 25 = 100\text{cm} = 1\text{m}$$

On prend $l \geq 1\text{m}$.

Tableau II.11 : Détermination de l'épaisseur des voiles pour chaque étage.

	Sous-sols	RDC	Les étages courants
H (cm)	2.7	4.8	3.06
h_e (cm)	2.5	4.6	2.86
a (cm)	15	25	15

On opte pour des voiles d'épaisseur : $e = 25 \text{ cm}$.

➤ **La condition du RPA :**

La longueur minimale $L_{\min}$ voile devra satisfaire la condition :

$$L_{\min} \geq 4a$$

$$L \geq L_{\min} = 4 \times 25 = 100\text{cm}$$

Conclusion :

La longueur minimale du voile doit être supérieure a **1m**.

L'épaisseur du voile = **0.25 m**

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1. Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contretoute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (**G**).
- Un moment dû à la surcharge (**Q**).

Il a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades

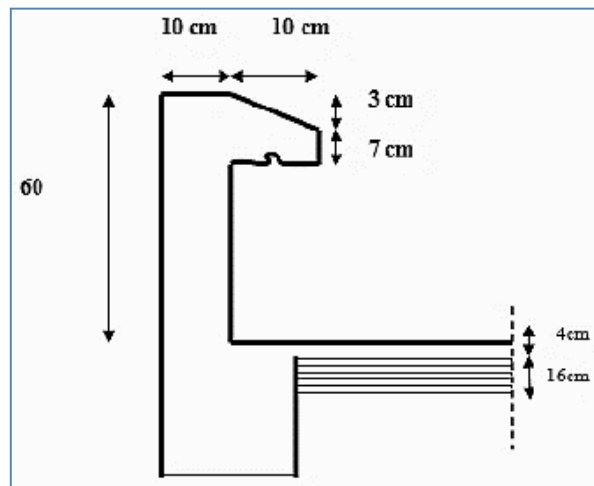


Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère.

- Schéma statique de l'acrotère :

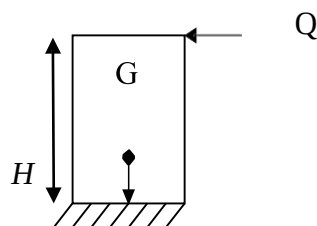


Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère.

III.1.1. Calcul des sollicitations**a) Evaluation des charges**** Poids propre de l'acrotère**

$$G_{acr} = S_{acr} \times \rho_{\text{béton}} \times 1\text{m}$$

Avec :

S_{acr} : Section transversal de l'acrotère.

$\rho_{\text{béton}}$: Masse volumique du béton = 25 kN/m^3

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.1}{2})] \times 25 = 1.713 \text{ KN/ml}$$

** Surcharge d'exploitation**

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Les sollicitations**Effort normal dû au poids propre G**

$$N_G = G \times 1\text{ml} = 1.713 \times 1 = 1.713 \text{ KN}$$

Effort tranchant dû à la surcharge Q

$$T_Q = Q \times 1\text{ml} = 1 \text{ KN}$$

Moment de renversement dû à Q

$$M_Q = Q \times H \times 1\text{ml} = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$$

Moment de flexion dû à G

$$M_G = 0$$

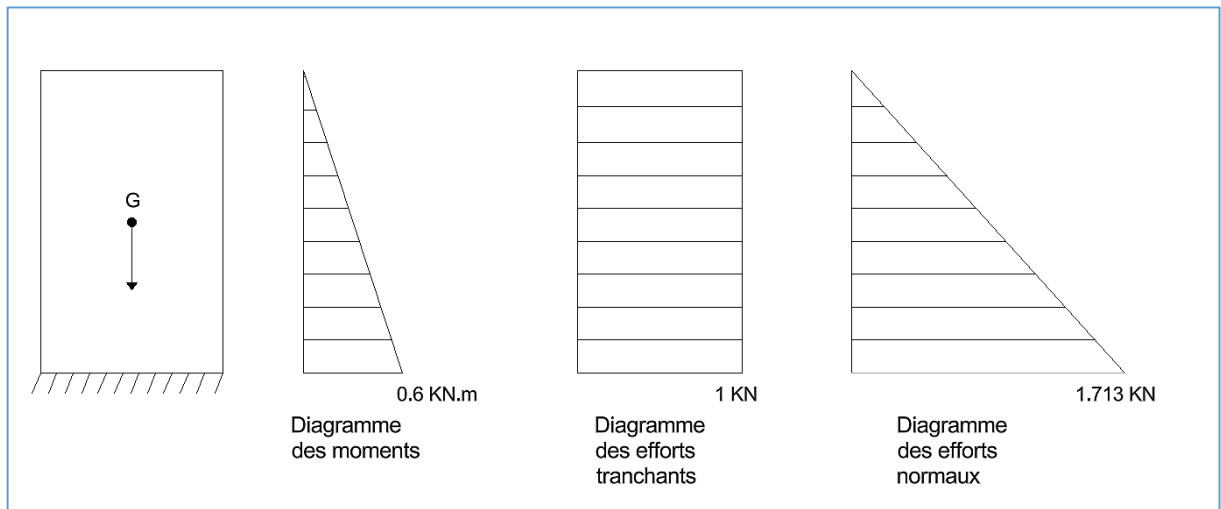
a) Diagrammes des efforts internes

Figure III.3 : Diagrammes des efforts internes.

a) Combinaison de charge

- À l'ELU : La combinaison est : $1.35G + 1.5Q$

$$N_U = 1.35N_G = 1.35 \times 1.713 = 2.31 \text{ KN}$$

$$M_U = 1.5M_G = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_U = 1.5T_Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

- À l'ELS : La combinaison est : $G + Q$

$$N_S = N_G = 1.713 \text{ KN}$$

$$M_S = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$T_S = T_Q = 1 \text{ KN}$$

III.1.2. Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire.

Pour le calcul, on considère une section rectangulaire ($b \times h$) cm^2 soumise à un effort normal « N » et un moment de renversement « M ». Le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS.

Le calcul se fera pour une bande d'un mètre.

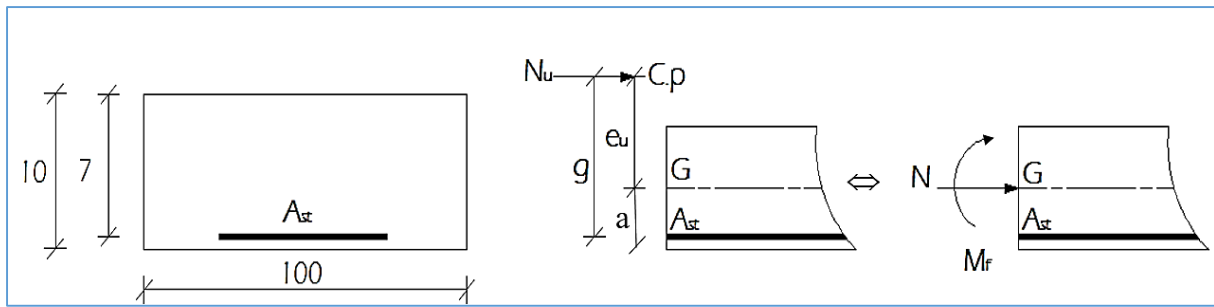


Figure III.4 : La section d'armature

h : Epaisseur de la section : 10 cm

b : largeur de la section : 100 cm

c et **c'** : Enrobage : 3 cm

d = h – c : Hauteur utile : 7 cm

III.1.3. Calcul des armatures à L'ELU

- Position de l'excentricité (centre de pression) à l'ELU

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.312} = 0.3896 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

$$a = \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm}$$

Le centre de pression (CP) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée (SPC).

On calcul les armatures en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif (M_f) on trouve une section d'armature fictive puis on déduit la section d'armature réelle

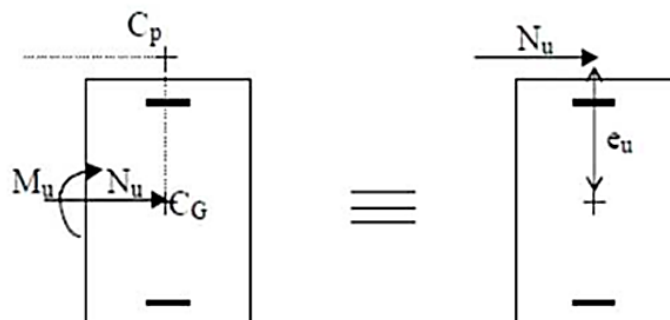


Figure III.5 : Position du centre de pression

Remarque :

Le centre de pression (cp) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Avec :

M_u : Moment du a la compression

N_u : Effort de compression

e_u : L'excentricité

Donc, l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif (M_f), puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

- **Calcul en flexion simple**

- **Moment fictif**

$$M_f = M_u + N_u(0.5 h - c) = 0.9 + 2.313 \times 0.02 = 0.947 \text{ kN.m}$$

- **Moment réduit**

$$M_f = \mu_f \times b d^2 \times f_{bu} = \frac{M_f}{b d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_f = \frac{0.947 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.0136 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

→ Donc « Section simplement armée donc $A_{sc} = 0$ »

$$\mu_u = 0.0135 \rightarrow \beta = 0.995$$

- **Armatures fictives**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.946 \times 10^3}{0.993 \times 7 \times 348} \approx 0.39 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

- **Calcul en flexion composée**

- **La section des armatures réelles**

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.31 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.32 \text{ cm}^2$$

III.1.4. Vérifications à l'ELU

a) Vérification de la condition de non-fragilité du béton (BAEL 91/Art. A.4.2.1)

$$A_{sr} > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d}$$

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.7125} = 35.03 \text{ cm}$

$$F_{f28} = 0.6 f_{c28} + 0.6 = 0.06 (25) + 0.6 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times \frac{35.03 - 0.455 \times 7}{35.03 - 0.185 \times 7} = 0.797 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0.798 \text{ cm}^2 > A_{ELU} = 0.32 \text{ cm}^2$. La condition n'est pas vérifiée.

Donc on adopte la section minimale

$$A_{min} = 0.797 \text{ cm}^2$$

✓ Armatures principales :

Le ferrailage se fera avec la section minimale $A_{min} = 0.797 \text{ cm}^2$

$A_{st} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_r = 25 \text{ cm}$

✓ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

b) Vérification au cisaillement :

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$v_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = \min \{2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 0.0214 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'entraînement des bases :

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \epsilon u_i} < \overline{\tau_{se}} = \varphi_s f_{c28}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5}{0.9 \times 70 \times 100.48} = 0.237 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d) Ancrage des barres :

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement

droite l_s est égale à : $l_s = \frac{\varphi \times F_e}{4 \times \tau_{su}}$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \varphi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm} \rightarrow l_s = 30 \text{ cm}$$

e) Vérification de l'espacement des barres :

Pour des charges concentrées :

- **Armatures principales** : $S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

$$S_t = 25 \leq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition** : $S_t \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

$$S_t = 25 \leq 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc les armatures sont convenablement répartition.

III.1.5. Vérification a l'ELS

a) Etat limite de compression de béton :

○ Vérification des contraintes dans l'acier :

L'acrotère est un élément exposé aux agents atmosphériques (intempéries ...). La fissuration est donc considérée préjudiciable

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{B_1 \times d \times A_{st}} \leq \sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

→ Fissuration préjudiciable :

Les aciers :

$$H_A = \varphi > 6mm$$

$$F_{e400} \rightarrow \eta = 1.6$$

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} 400; 100 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right] = \min [266,666; 201,633]$$

$$\sigma_{st} = 201,633 MPa$$

Calcul B_1 :

$$P_1 = \frac{100 A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} \rightarrow P_1 = 0.287$$

$$K_1 = 43.82$$

$$B_1 = 0.915$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.915 \times 7 \times 2.01} = 46.6 MPa$$

$$\sigma_{st} = 46.6 MPa \leq \overline{\sigma_{st}} = 201.633 MPa \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

1. Vérification de l'acrotère au séisme :

F_p : les forces horizontales de calcul (F_p)

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

A : coefficient d'accélération de zone RPA2003 tableau (4.1)

Donc notre cas :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone IIa,} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right\} A = 0.15$$

C_p : Facteur de force horizontal pour un élément secondaire.

$$C_p = 0.8$$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1.7125 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7125 = 0.822 < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

La condition étant vérifiée donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment.

Conclusion

Le ferrailage retenu pour l'acrotère est le suivant

- Armature principale : 4HA8 ; $S_r = 25 \text{ cm}$.
- Armatures de repartions : 4HA8 ; $S_r = 25 \text{ cm}$.

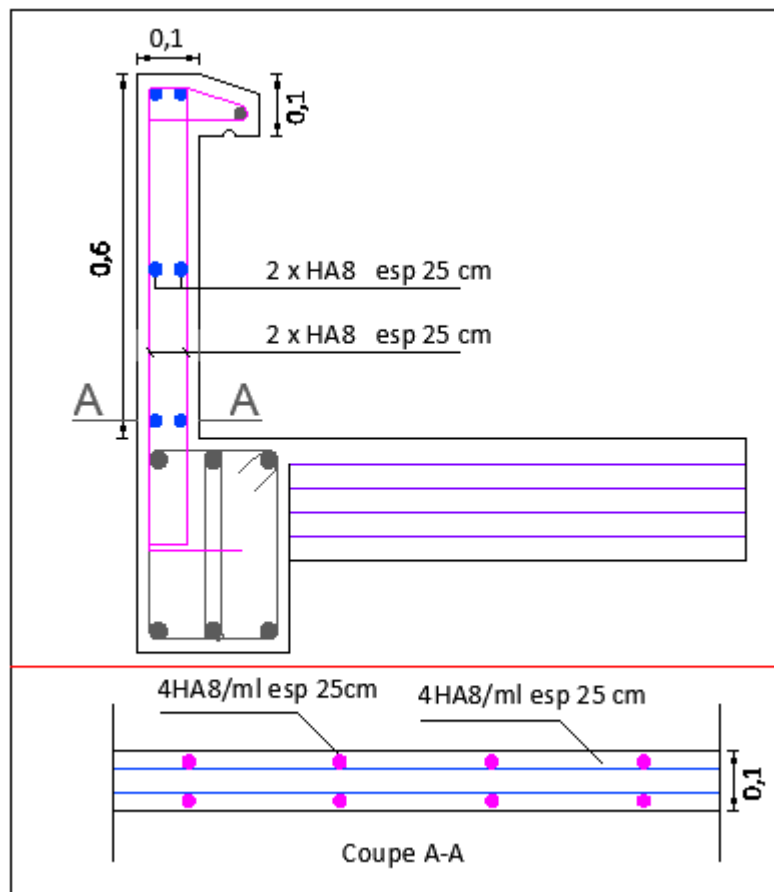


Figure III.6 : Ferrailage de l'acrotère

III.2. La salle machine

Introduction

Un ascenseur est un transport vertical assurant le déplacement des personnes ou des charges vers les différents étages de l'immeuble.

Les ascenseurs (ou monte-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 la salle machine (1.8x1.9)

1. Epaisseur de la dalle :

$$h_0 \geq \frac{L_{max}}{30} \Rightarrow h_0 \geq \frac{190}{30} = 6.33cm$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine étant de 12cm (selon le RPA99 version 2003), on prend une épaisseur $e_p = 15cm$.

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de « PIGEAUD », qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle (15cm)

e : épaisseur du revêtement (5cm)

$$U = U_0 + 2\epsilon e + h_r \rightarrow U = U_0 + K \times e + h_t$$

$$V = V_0 + 2\epsilon e + h_r \rightarrow V = V_0 + K \times e + h_t$$

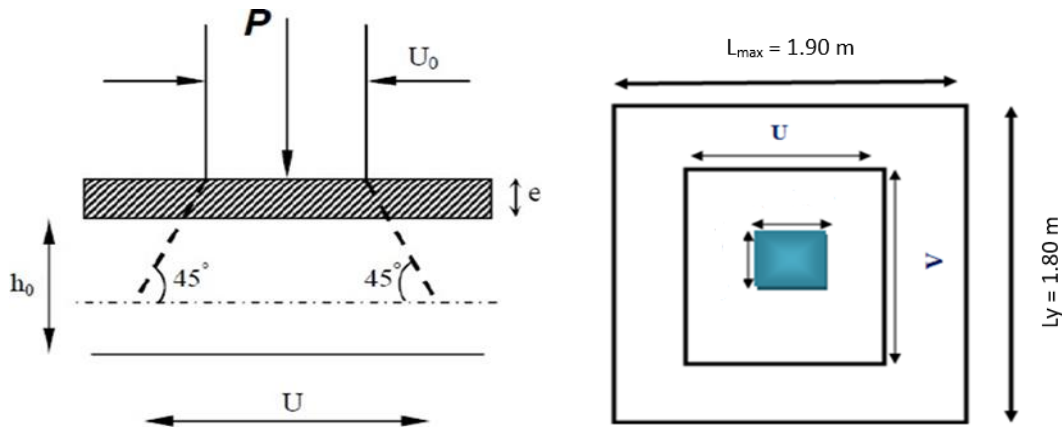
$$V_0 = U_0 = 80cm$$

$$K = 2$$

$$e = 5$$

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$



III.2.1. Détermination des sollicitations :

a. A l'ELU

$q_u = 1.35G + 1.5Q$ (charge uniformément répartie sur une bande de 1m)

$p_u = 1.35P$ (charge concentrée due au système de levage)

o Poids propre de la dalle :

$$G = (25 \times h_t + 22 \times e) = (25 \times 0.15) + (22 \times 0.05) = 4.85 \text{ KN / m}^2$$

o Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Alors

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN/ml}$$

b. A l'ELS :

$$q_s = G \times Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = P = 90 \text{ KN}$$

III.2.2. Calcul des moments a l'ELU :

a. Calcul des moment M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1m de longueur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$\begin{cases} M_{x1} = p_u(M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = p_u(M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec :

M_{x1} et M_{y1} : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les Sens xx et yy, dues à la charge concentrée.

P : intensité de la charge concentrée.

q : Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

M_1 et M_2 : coefficients donnés en fonction de $\left(\rho; \frac{U}{I_x}; \frac{V}{I_y}\right)$ à partir des abaques de PIGEAUD.

ν : coefficient de Poisson $\begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

$$\begin{cases} \rho = \frac{I_x}{I_y} = \frac{180}{190} = 0.85 \\ \frac{U}{I_x} = \frac{105}{180} = 0.58 \simeq 0.6 \\ \frac{V}{I_y} = \frac{105}{190} = 0.55 \simeq 0.6 \end{cases} \quad \text{Après interpellation, on aura } \begin{cases} M_1 = 0.095 \\ M_2 = 0.067 \end{cases}$$

- à l'ELU : $\nu = 0$

$$M_{x1}^U = \rho_u M_1 = 121.5 \times 0.072 = 9.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1}^U = \rho_u M_2 = 121.5 \times 0.072 = 9.23 \text{ KN.m}$$

b. Moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

On a $0.4 \leq \rho \leq 1$ donc la dalle travaille dans les deux sens.

Dans le sens L_x : $M_{x2} = \mu_x$ qu L_x^{28}

Dans le sens L_y : $M_{y2} = \mu_y M_{x2}$

μ_x et μ_y : coefficients donnés en fonction du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et du coefficient de

Poisson ν .

Dans notre cas :

$$\rho = 1 ; \nu = 0 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$M_{x2}^U = 0.0368 \times 8.05 \times 1.8^2 = 0.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^U = 1 \times 0.96 = 0.96 \text{ KN.m}$$

c. Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x^U = M_{x1}^U + M_{x2}^U = 9.23 + 0.96 = 10.19 \text{ KN.m}$$

$$M_y^U = M_{y1}^U + M_{y2}^U = 9.23 + 0.96 = 10.19 \text{ KN.m}$$

d. Correction des moments :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités de la dalle non continue, les moments seront minorés, en leur affectant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

Dans le sens de la petite portée x-x :

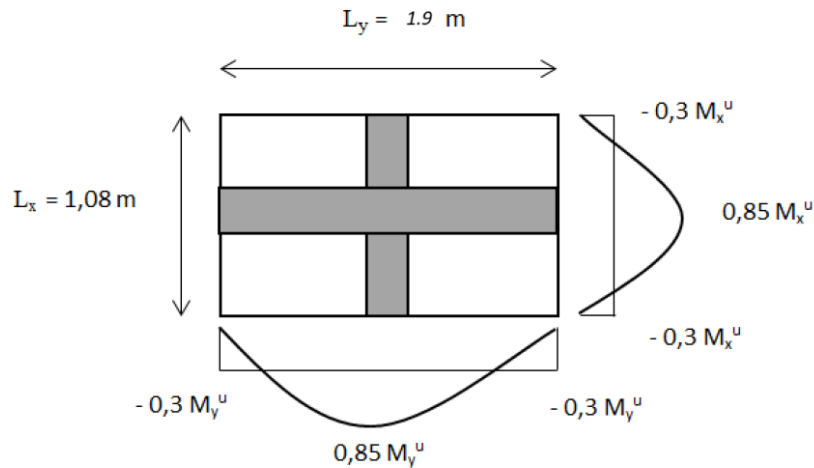
En travées : $M_x^t = 0.85 \times 10.19 = 8.66 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_x^a = 0.3 \times 10.19 = 3.06 \text{ KN.m}$

Dans le sens de la grande portée y-y :

En travées : $M_y^t = 0.85 \times 10.19 = 8.66 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_y^a = 0.3 \times 10.19 = 3.06 \text{ KN.m}$



III.2.3. Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur, tel que ses caractéristiques sont :

$$b = 100 \text{ cm} ; d = h_t - c = 15 - 3 \text{ cm} = 12 \text{ cm}.$$

Dans le sens de la petite portée : x-x

• Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.06 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.014 < 0.392 \rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

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

$$A_{st}^a = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{M_x^a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3.06 \times 10^3}{0.993 \times 12 \times 348} = 0.74 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_{st}^a = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

- En travées :

$\mu_b = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.66 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.042 < 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA)
donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0.042 \rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_{st}^a = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.66 \times 10^3}{0.979 \times 12 \times 348} = 2.11 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_{st}^t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

Dans le sens de la grande portée : y-y

- Aux appuis :

$\mu_b = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.06 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.014 < 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA)
donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

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

$$A_{st}^a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3.06 \times 10^3}{0.993 \times 12 \times 348} = 0.74 \text{ cm}^2$$

On opte $A_{st}^a = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

- En travée :

$\mu_b = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.06 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.038 < 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA)
donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0.042 \rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_{st}^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.66 \times 10^3}{0.979 \times 12 \times 348} = 2.11 \text{ cm}^2$$

On opte $A_{st}^t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.2.4. Vérification à l'ELU :

Condition de non-fragilité :

Les armatures tendues d'une section transversal soumise à la flexion doivent présenter une section minimum correspondant au taux d'armature suivant :

$$A_{st} \geq A_{min} = \rho_0 \times b \times h_t \left(\frac{3-\rho}{2} \right)$$

Avec : ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,0008$ pour les HA FeE400)

A_{min} : section minimale d'armature.

$b \times h$: Section totale du béton.

- **Direction principale :**

$$A_{min}^x = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \left(\frac{3 - 0.85}{2} \right) = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_x^t = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{min}^x = 1.2 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 2.1 \text{ cm}^2 \geq A_{min}^x = 1.2 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Direction secondaire (suivant y-y) :**

$$A_{min}^y = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_y^t = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 2.1 \text{ cm}^2 \geq A_{min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ La condition de non-fragilité est vérifiée dans les deux sens.

Ecartement des barres :

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser $2h$ et 25cm :

- Armatures supérieures : $St = 25\text{cm} \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

- Armatures inférieures : $St = 25\text{cm} \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser $3h$ et 33cm :

- Armatures supérieures : $St = 25\text{cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}$.

- Armatures inférieures : $St = 25\text{cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

✓ La condition est vérifiée dans les deux sens.

Condition de non-poinçonnement :

Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée :

$$q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $\gamma_b = 1,5$

q_u : charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

μ_c : périmètre du contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(1.05 + 1.05) = 4.20 \text{ cm}$$

$$q_u = 121.5 \text{ KN} < 0.045 \times 4.02 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Donc la dalle ne nécessite pas d'armatures transversales.

Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

$$\text{Au milieu de U : } T_{\max} = \frac{P}{2U+V} = \frac{121.5}{2 \times 1.05 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de V : } T_{\max} = \frac{P}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.5. Calcul des moments à l'ELS :

a. Moments engendrés par le système de levage :

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau :

$$\begin{cases} M_{x1}^s = p_s(M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1}^s = p_s(M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

- à l'ELS : $\nu=2$; $M_1 = 0,076 \text{ KN.m}$, $M_2 = 0,076 \text{ KN.m}$

La charge concentrée : $P_s = 90 \text{ KN}$.

$$M_{x1}^s = 90(0.76 + 0.2 \times 0.076) = 8.208$$

$$M_{y1}^s = 90(0.76 + 0.2 \times 0.076) = 8.208$$

b. Moments engendrés par le poids propre de la dalle pleine :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho=1 ; \nu=0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0442 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$M_{x2}^s = 0.442 \times 5.85 \times (1.80)^2 = 0.837 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^s = 1 \times 0.837 = 0.837 \text{ KN.m}$$

c. Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x^s = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 8.208 + 0.837 = 9.045 \text{ KN.m} \\ M_y^s = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 8.208 + 0.837 = 9.045 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d. Correction des moments :

Pour tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

- Dans le sens de la petite portée x-x :

En travées : $M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 9.045 = 7.68 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_x^a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 10.86 = 3.26 \text{ KN.m}$

- Dans le sens de la grande portée y-y :

En travées : $M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 9.045 = 7.68 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_y^a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 9.045 = 2.71 \text{ KN.m}$

III.2.6. Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes :

Pour se disposer du calcul de la contrainte de compression on doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$; $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$

Sens x-x :

En travée :

On a : $M_s = 7.68 \text{ KN.m}$ et $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

Contrainte dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$$p_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.26 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.919 \\ k_1 = 46.73 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 A_{st}} = \frac{7.68 \times 10^3}{0.919 \times 12 \times 3.14} = 221.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 221.78 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 348MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{221.78}{46.73} = 5.76MPa \leq 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$\text{On a } M_s = 2.71KN.m \text{ et } A_s = 2.01cm^2$$

Contrainte dans les aciers :

$$p_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.168 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.933 \\ k_1 = 59.63 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 A_{st}} = \frac{2.71 \times 10^3}{0.933 \times 12 \times 2.01} = 119.97MPa$$

$$\sigma_{bc} = 119.97 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 348MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Contrainte dans le béton :

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{119.97}{59.63} = 2.01MPa \leq 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$\text{En travée : On a : } M_s = 7.68 KN.m \text{ et } A_s = 3.14cm^2$$

Contrainte dans les aciers :

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 348MPa$$

$$p_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.26 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.919 \\ k_1 = 46.73 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 A_{st}} = \frac{7.68 \times 10^3}{0.919 \times 12 \times 3.14} = 221.78MPa$$

$$\sigma_{bc} = 221.78 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 348MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{221.78}{46.73} = 5.76MPa \leq 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

On a $M_s = 2.71 \text{ kN.m}$ et $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

Contrainte dans les aciers :

$$p_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.168 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.933 \\ k_1 = 59.63 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 A_{st}} = \frac{2.71 \times 10^3}{0.933 \times 12 \times 2.01} = 119.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 119.97 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{119.97}{59.63} = 2.01 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

La dalle de la salle machine n'est pas exposée intempéries et aux milieux agressifs ce qui veut dire que la fissuration est peut nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

Etat limite de déformation :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ses 4 cotés on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \\ \frac{A_x}{b.d_x} \geq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

- h : hauteur de la dalle égale à 15cm.
- L_x : portée de la dalle égale à 180m.
- M_{tx} : Moment en travée de la dalle (sens xx).
- M_x : Moment isostatique dans la direction de (xx) pour une bande de 1 m.
- A_x : Section d'armatures tendues par 1 m de largeur.
- b : La largeur de bande égale à 1 m.
- d : hauteur utile de la bande.

$$\frac{15}{180} = 0.083 > \frac{7.68}{20 \times 7.68} = 0.05 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{3.14}{100 \times 12} = 0.026 < \frac{2}{400} = 0.005$$

Les deux conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

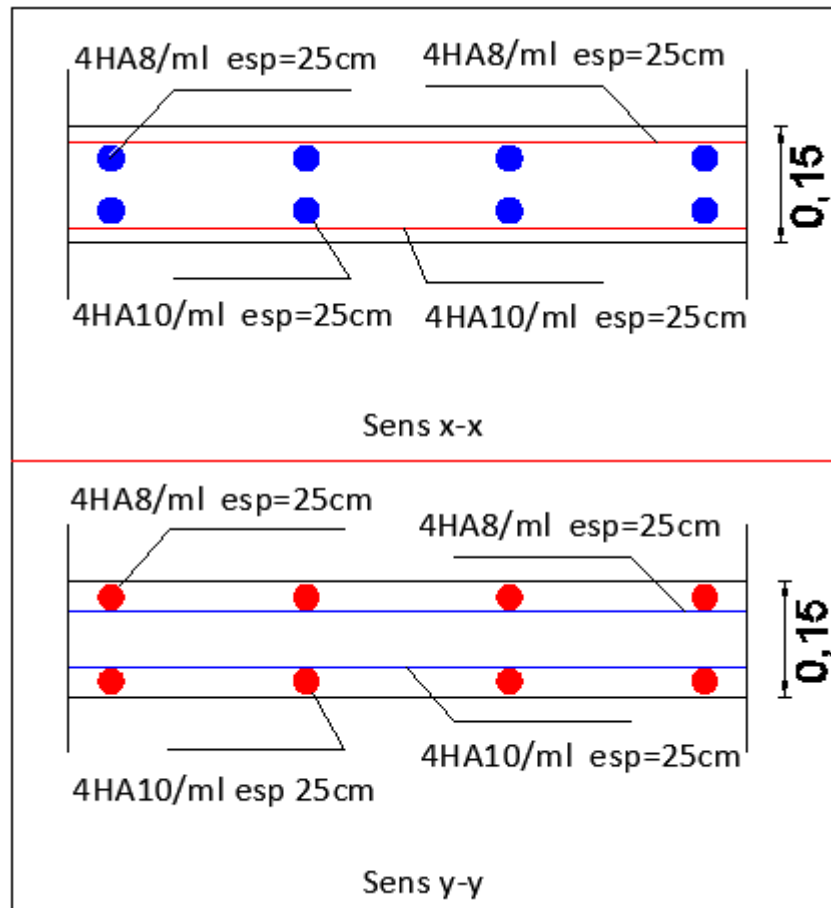


Figure III.7. Ferrailage de la dalle salle machine

III.3. Calcul des escaliers

III.3.1. 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.

- Escalier étage courant a deux volées
- Escalier du RDC à trois volées

Notations utilisées :

Les caractéristiques géométriques des escaliers sont :

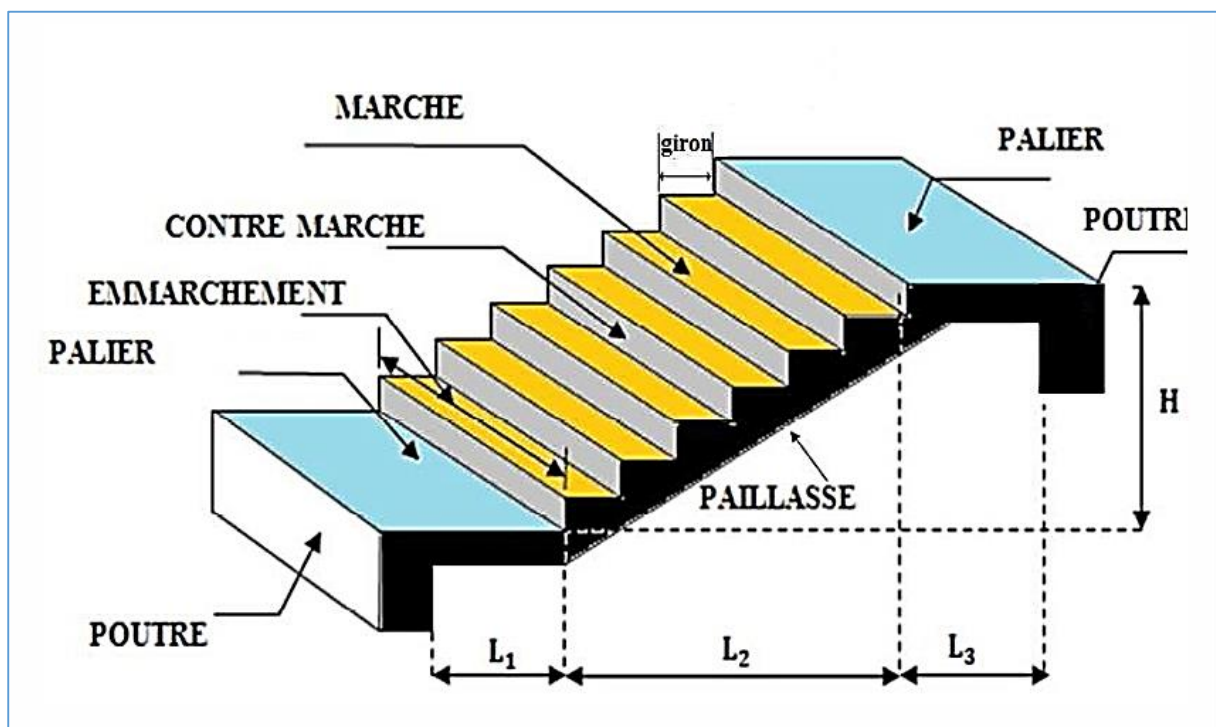


Figure III.8 : Schéma de l'escalier.

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 : $n = H/h$
- **Le contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommés nez de marche est parfois saillie sur le contre marche
Avec : $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$
- **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 03marches au moins) ; $L_p \geq 3g$
- **Paillasse** : est la dalle inclinée en béton arme 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 comportera au maximum 18 à 19 marches).

Remarque :

Notre structure est dotée d'une cage d'escalier. L'escalier menant du RDC au première étage comporte trois volets dont deux sont identiques et l'autre étage comporte deux volets identiques et un palier repos intermédiaire.

Comme nous avons deux hauteurs différentes (**4.8 m** pour le **RDC** ; **3.06 m** pour l'**étage courant**).

1. Prédimensionnement des escaliers :**a) Calcul du nombre de marches et contre marches :**

Avec une hauteur d'étage de 3.06m, pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public, la hauteur des marches est :

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm} \text{ et } 28\text{cm} \leq g \leq 36\text{ cm}$$

On prend la hauteur des marches **$h=17\text{cm}$**

Nombre de contre marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ contre marche

Le nombre de marches : $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches.

✚ **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \leq 66 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

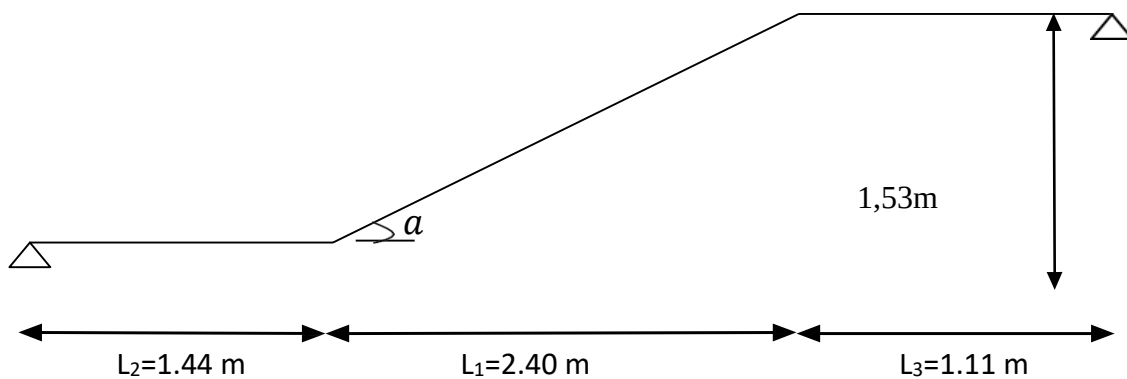


Figure III.9 : Schéma de calcul de l'escalier

b) L'épaisseur de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

• **Paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec L_0 : portée entre appuis de l'escalier $L_0 = L' + L_2 + L_3$

$$\text{Angle d'inclinaison : } \tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{17}{30} = 0.566 \rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

D'où $\cos \alpha = 0.8700$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{0.8700} = 2.76 \text{ m}$$

$$L_0 = 2.76 + 1.44 + 1.11 = 5.31 \text{ m}$$

D'où :

$$\frac{5.31}{30} \leq e_p \leq \frac{5.31}{20}$$

$$17.17 \leq e_p \leq 26.55$$

$$e_p = 20 \text{ cm}$$

A. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de projection horizontale, considérant une poutre simplement appuyée sur les deux paliers

➤ Le poids des revêtements :

Tableau III.1. Charges permanentes revenant aux poids des revêtements

Elément	Épaisseur (m)	poids volumique (KN/m³)	G (KN/m²)
Revêtement en Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,03	18	0,54
Enduit ciment	0,02	18	0,36
			$G_{\text{tot}}=1,7\text{KN/ml}$

➤ Le palier :

Tableau III.2 : Charges permanentes revenant au palier

Elément	Épaisseur [m]	poids volumique [KN/m³]	G [KN/m²]
Dalle pleine en béton armé	0,20	25	5
Poids des revêtements	/	/	1,7
			$G_{\text{tot}}=6.7\text{KN/ml}$

➤ La paillasse (La volée) :

Tableau III.3 : Charges permanentes revenant à la paillasse.

Elément	Épaisseur (m)	poids volumique [KN/m ³]	G [KN/m ²]
Poids propre de la paillasse	$e_p / \cos 29,53 = 0,23$	25	5.74
Poids des marches	$0,17 / 2 = 0,085$	25	2,125
Garde-corps	10	/	0,2
poids des revêtements	/	/	1,7
			$G_{\text{tot}} = 9.765 \text{ KN/m}^2$

➤ Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers est définie à partir des prescriptions du **(DTR B.C.2.2)** qui est la même pour la paillasse et le palier : $Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$.

➤ Combinaison des charges :

Tableau III.4 : Combinaison des charges

	ELU :	ELS:
	$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} \text{ [KN/m]}$	$q_s = (G + Q) \times 1\text{m} \text{ [KN/m]}$
Le palier	$q_u = [(1,35 \times 6.7) + (1,5 \times 2,5)] \times 1\text{m} = 12.8$	$q_s = (6.7 + 2,5) \times 1\text{m} = 9.2$
La paillasse	$q_u = [(1,35 \times 9.765) + (1,5 \times 2,5)] \times 1\text{m} = 16.93$	$q_s = [(9.765 + 2,5)] \times 1\text{m} = 12.27$

A. Calcul des moments et effort tranchant à l'ELU :

Pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la RDM :

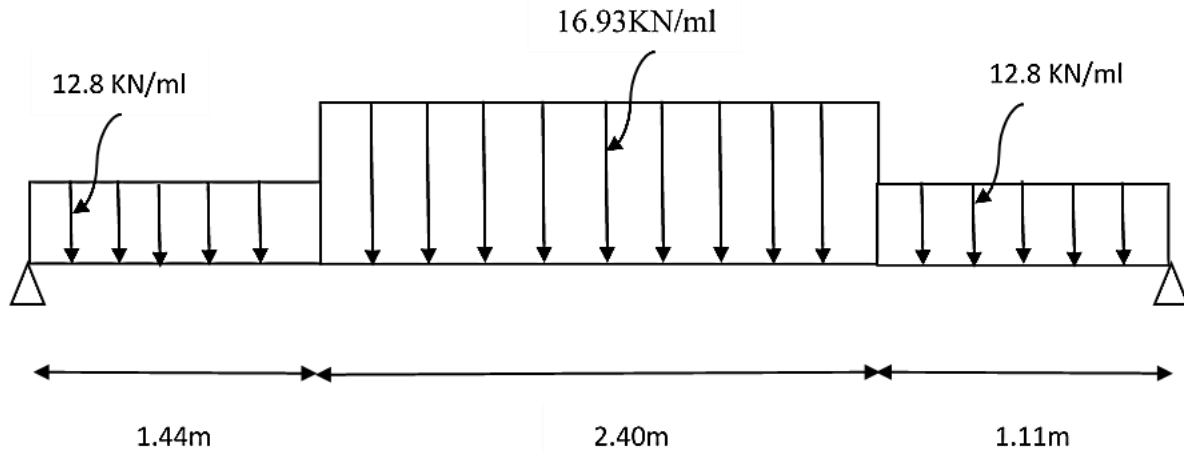


Figure III.10 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU

Calcul des efforts internes :

- **Les réactions d'appuis :**

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_{Ay} + R_{By} = (12.8 \times 1.11) + (12.8 \times 1.44) + (16.93 \times 2.40)$$

$$R_{Ay} + R_{By} = 73.272 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 = (12.8 \times 1.44 \times 0.72) + (16.93 \times 2.4 \times 2.64) + (12.8 \times 1.11 \times 4.395) - (R_B \times 4.95) = 0$$

$$R_B = 36.97 \text{ KN}$$

$$R_A = 73.272 - R_B = 36.3 \text{ KN}$$

- ❖ **1^{er} Tronçon :** $0 \leq x \leq 1.44\text{m}$

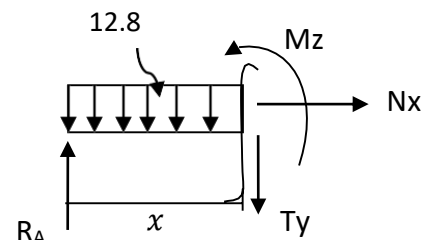
- $\sum F_y = 0 \Rightarrow T_y + 12.8x - 36.3 = 0$

$$T_y = -12.8x + 36.3$$

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M_z + 12.8x \frac{x}{2} - 36.3x = 0$$

$$M_z = -6.4x^2 + 36.3x$$

Avec :



$$x = 0\text{m} \Rightarrow T_y = 36.3 \text{ KN} ; M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 1.44 \text{ m} \Rightarrow T_y = 17.87 \text{ KN} ; M_z = 39.00 \text{ KN.m}$$

❖ 2^{eme} Tronçon : $1.44 \text{ m} \leq x \leq 3.84 \text{ m}$

$$\bullet \sum F_y = 0 \Rightarrow T_y + (12.8 \times 1.44) + 16.93(x - 1.44) - 36.3 = 0$$

$$T_y = -16.93x + 42.26$$

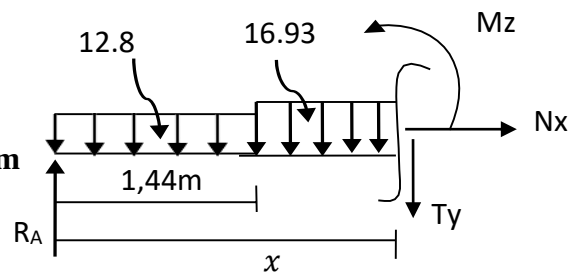
$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M_z + (12.8 \times 1.44) \times (x - \frac{1.44}{2}) + 16.93 \times \frac{(x - 1.44)^2}{2} - 36.3x = 0$$

$$M_z = -8.47x^2 + 42.26x - 4.26$$

Avec :

$$x = 1.44\text{m} \Rightarrow T_y = 17.87 \text{ KN} ; M_z = 39.03 \text{ KN.m}$$

$$x = 3.84 \text{ m} \Rightarrow T_y = -22.75 \text{ KN} ; M_z = 33.12 \text{ KN.m}$$



❖ 3^{eme} Tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.11 \text{ m}$

$$\bullet \sum F_y = 0 \Rightarrow T_y - 12.8x + 36.97 = 0$$

$$T_y = -12.8x + 36.97$$

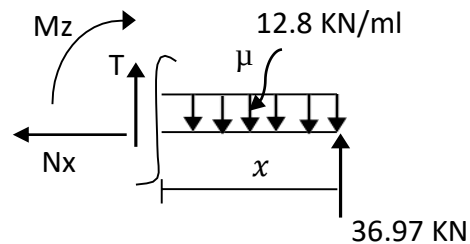
$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M_z + 12.8x \frac{x}{2} - 36.97x = 0$$

$$M_z = -6.4x^2 + 36.97x$$

Avec :

$$x = 0\text{m} \Rightarrow T_y = -36.97 \text{ KN} ; M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 1.11 \text{ m} \Rightarrow T_y = -22.76 \text{ KN} ; M_z = 33.15 \text{ KN.m}$$



- **Calcul de Mmax :**

Calcul de la distance ym ou le moment est maximum :

$$T_y = -16.93x + 42.26$$

$$X = \frac{42.26}{16.93} = 2.496 \text{ m}$$

Le moment M_z est max pour la valeur $X = 2.496 \text{ m} \in (1.44\text{m} ; 3.84\text{m})$

$$M_z = -8.47x^2 + 42.26x - 4.26$$

$$M_{z\max} = M(2.496) = 48.45 \text{ KN.m}$$

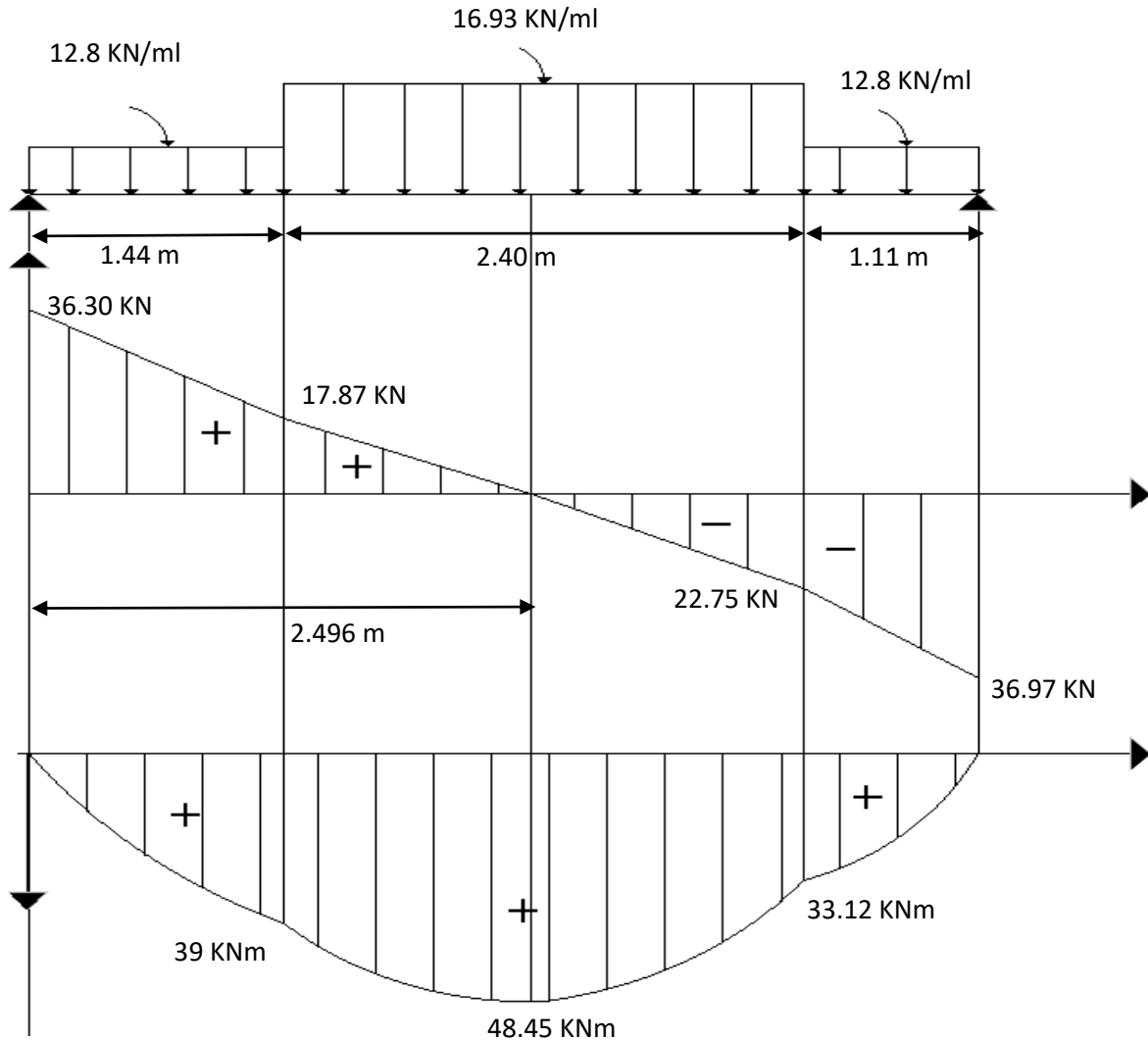


Figure III.11 : Diagramme des efforts interne de l'escalier à ELU

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 entravés et en appuis ; On obtient ainsi les moments suivants :

♦ Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_{zmax} = -14.54 \text{ KN.m}$

♦ En travée : $M_t = 0,85 \times M_{zmax} = 41.18 \text{ KN.m}$

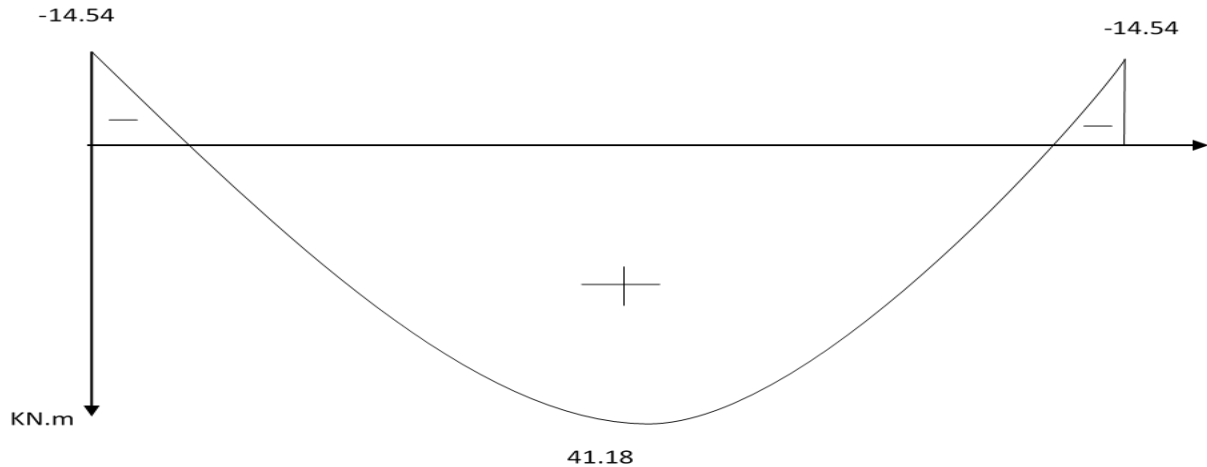


Figure III.12 : Diagramme des moments corrigés à ELU

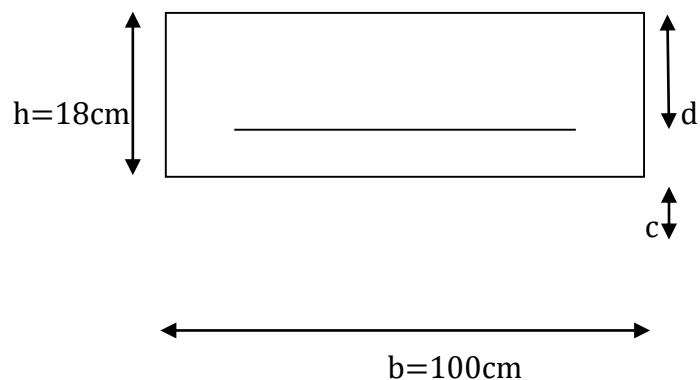
c) **Calcul des armatures :**

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, dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$.

$h = d + c = 20 \text{ cm}$.

$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$.



➤ **Aux appuis :** $M_a = -14.54 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{14.54 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.032$$

$$\mu = 0.032 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu = 0.032 \rightarrow \beta = 0.984$$

- **Armatures principales :**

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14.54 \times 10^3}{0.984 \times 18 \times 348} = 2.36 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 4 \text{ HA12} = 4.52 \text{ cm}^2$; avec un espacement de $St = 25\text{cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

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

➤ **En travée :** $M_t = 41.18 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{41.18 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.090$$

$$\mu = 0.090 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu = 0.090 \rightarrow \beta = 0.953$$

- **Armatures principales :**

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{41.18 \times 10^3}{0.953 \times 18 \times 348} = 6.9 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 4 \text{ HA16} = 8.04 \text{ cm}^2$; avec un espacement de $St = 25\text{cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{8.04}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 4 \text{ HA10} = 3.14 \text{ cm}^2$; avec un espacement de $St = 25\text{cm}$

2. **Vérifications à l'ELU :**

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

Armatures principales : $A_{pa} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

Armatures de répartition : $A_{ra} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

➤ **En travée :**

Armatures principales : $A_{pt} = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

Armatures de répartition : $A_{rt} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

B. Espacement des barres (Art A.8.2.42 BAEL 91/ 99) :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ **Armatures principales :**

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

Aux appuis : $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$ (Condition vérifiée)

En travée : $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$ (condition vérifiée)

➤ **Armatures de répartition :**

$$S_{t\max} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 20 ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

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 ArtA .5.1.2)
:

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$V_u^{\max} = 36.97 \text{ KN}$$

Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{36.97 \times 1000}{1000 \times 180} = 0.205 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.205 \text{ MPa}$$

Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2f_{c28}; 5\text{MPa}) = \min(3.33 ; 5)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.193 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

D. Vérification de l'adhérence aux appuis (BAEL91 Art A.661.3) :

Pour qu'il n'y aura pas d'entraînement des barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } V_u^{\max} = 36.97 \text{ KN}$$

Ψ_s : coefficient de scellement

$\Psi_s = 1,5$ (barre de haute adhérence)

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{36.97 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 150.72} = 1.51 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

En travée :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 16 = 200.96 \text{ mm}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{36.97 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 200.96} = 1.13 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

(Pas de risque d'entraînement des barres)

E. Vérification de l'ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = \mathbf{2,84 MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$\text{Pour HA 12 : } L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

$$\mathbf{L_s = 43 \text{ cm}}$$

$$\text{Pour HA 16 : } L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{400 \times 1,6}{4 \times 2,84} = 56,33 \text{ cm}$$

$$\mathbf{L_s = 57 \text{ cm}}$$

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.

Pour HA12 : $L_c = 0,4L_s = 17,2 \text{ cm}$, donc on prend : $L_c = 18 \text{ cm}$

Pour HA16 : $L_c = 0,4L_s = 22,8 \text{ cm}$, donc on prend : $L_c = 23 \text{ cm}$

F. L'influence de l'effort tranchant sur les appuis BAEL91 modifié 99 (A.5.1.321) :**➤ L'influence sur le béton :**

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times b \times a \times f_{c28} / \gamma_b \quad \text{avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18$$

$$V_u^{\max} = 36,97 \text{ KN} \leq 0,4 \times 1000 \times 0,9 \times 0,18 \times \frac{25}{1,5} = 10809 \text{ KN}$$

$$\mathbf{V_u^{\max} = 36,97 \text{ KN} \leq 1080 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}}$$

➤ L'influence sur l'acier :

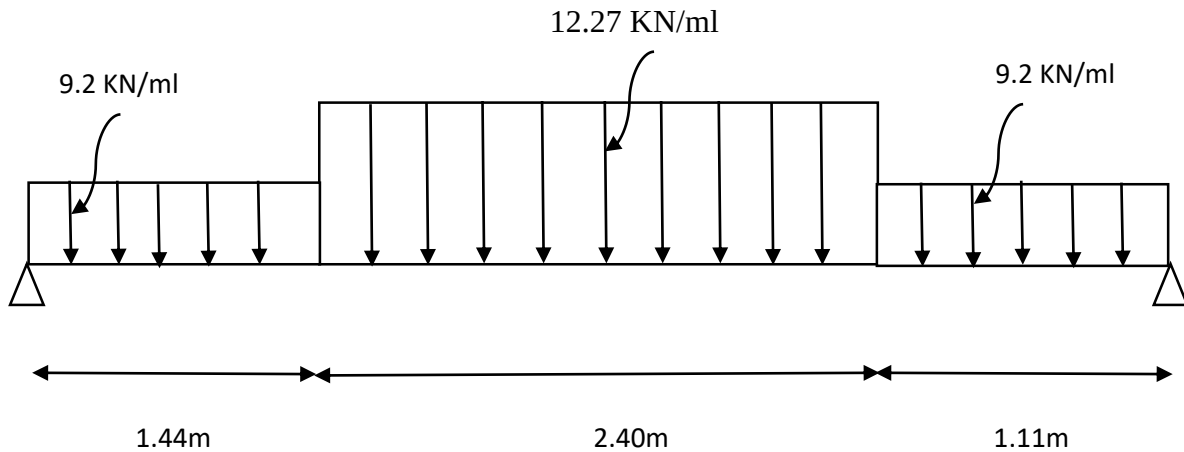
On doit vérifier que :

$$A_{sa} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,5}{400 \times 100} \left(36,97 + \frac{14,54}{0,9 \times 0,18} \right) = 3,64 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_a = 4,52 \text{ cm}^2 > 3,64 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}}$$

A. Calcul à l'ELS :

Le schéma statique :

• **Les réactions d'appuis :**

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_{Ay} + R_{By} = (9.2 \times 1.11) + (9.2 \times 1.44) + (12.27 \times 2.40)$$

$$R_{Ay} + R_{By} = 52.91 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 = (9.2 \times 1.44 \times 0.72) + (12.27 \times 2.4 \times 2.64) + (9.2 \times 1.11 \times 4.395) - (R_B \times 4.95) = 0$$

$$R_B = 26.7 \text{ KN}$$

$$R_A = 73.272 - R_B = 26.21 \text{ KN}$$

❖ **1^{er} Tronçon :** $0 \text{ m} \leq x \leq 1.44 \text{ m}$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -T_y - 9.2x + 26.21 = 0$$

$$T_y = -9.2x + 26.21$$

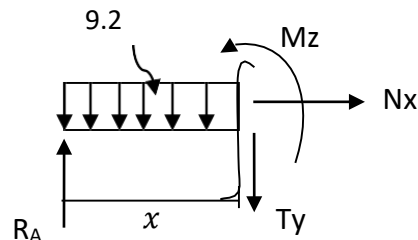
$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M_z + 9.2x \frac{x}{2} - 26.21x = 0$$

$$M_z = -4.6x^2 + 26.21x$$

Avec :

$$x = 0 \text{ m} \Rightarrow T_y = 26.21 \text{ KN} ; M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 1.44 \text{ m} \Rightarrow T_y = 12.96 \text{ KN} ; M_z = 28.20 \text{ KN.m}$$

❖ **2^{eme} Tronçon :** $1.44 \text{ m} \leq x \leq 3.84 \text{ m}$

- $\sum F_y = 0 \Rightarrow -T_y - (9.2 \times 1.44) - 12.27(x - 1.44) + 26.21 = 0$

$$T_y = -12.27x + 30.63$$

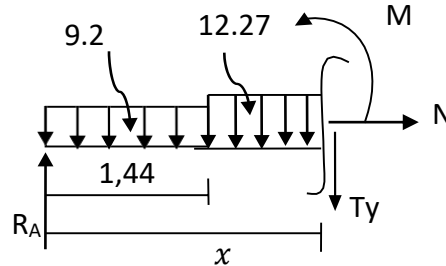
$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M_z + (9.2 \times 1.44) \times (x - \frac{1.44}{2}) + 12.27 \times \frac{(x - 1.44)^2}{2} - 26.21x = 0$$

$$M_z = -6.14x^2 + 30.63x - 3.16$$

Avec :

$$x = 1.44 \text{ m} \Rightarrow T_y = 12.96 \text{ KN} ; M_z = 28.21 \text{ KN.m}$$

$$x = 3.84 \text{ m} \Rightarrow T_y = -16.49 \text{ KN} ; M_z = 23.96 \text{ KN.m}$$



❖ 3^{eme} Tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.11 \text{ m}$

- $\sum F_y = 0 \Rightarrow T_y - 9.2x + 26.7 = 0$

$$T_y = -9.2x + 26.7$$

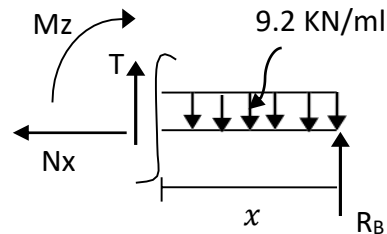
$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M_z + 9.2x \frac{x}{2} - 26.7x = 0$$

$$M_z = -4.6x^2 + 26.7x$$

Avec :

$$x = 0 \text{ m} \Rightarrow T_y = -26.7 \text{ KN} ; M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 1.11 \text{ m} \Rightarrow T_y = -16.42 \text{ KN} ; M_z = 23.96 \text{ KN.m}$$



- **Calcul de Mmax :**

Calcul de la distance ym ou le moment est maximum :

$$T_y = -12.27x + 30.63$$

$$X = \frac{30.63}{12.27} = 2.50 \text{ m}$$

Le moment M_z est max pour la valeur $X = 2.50 \text{ m} \in (1.44 \text{ m} ; 3.84 \text{ m})$

$$M_z = -6.14x^2 + 30.63x - 3.16$$

$$M_{z\max} = M(2.50) = 35.04 \text{ KN.m}$$

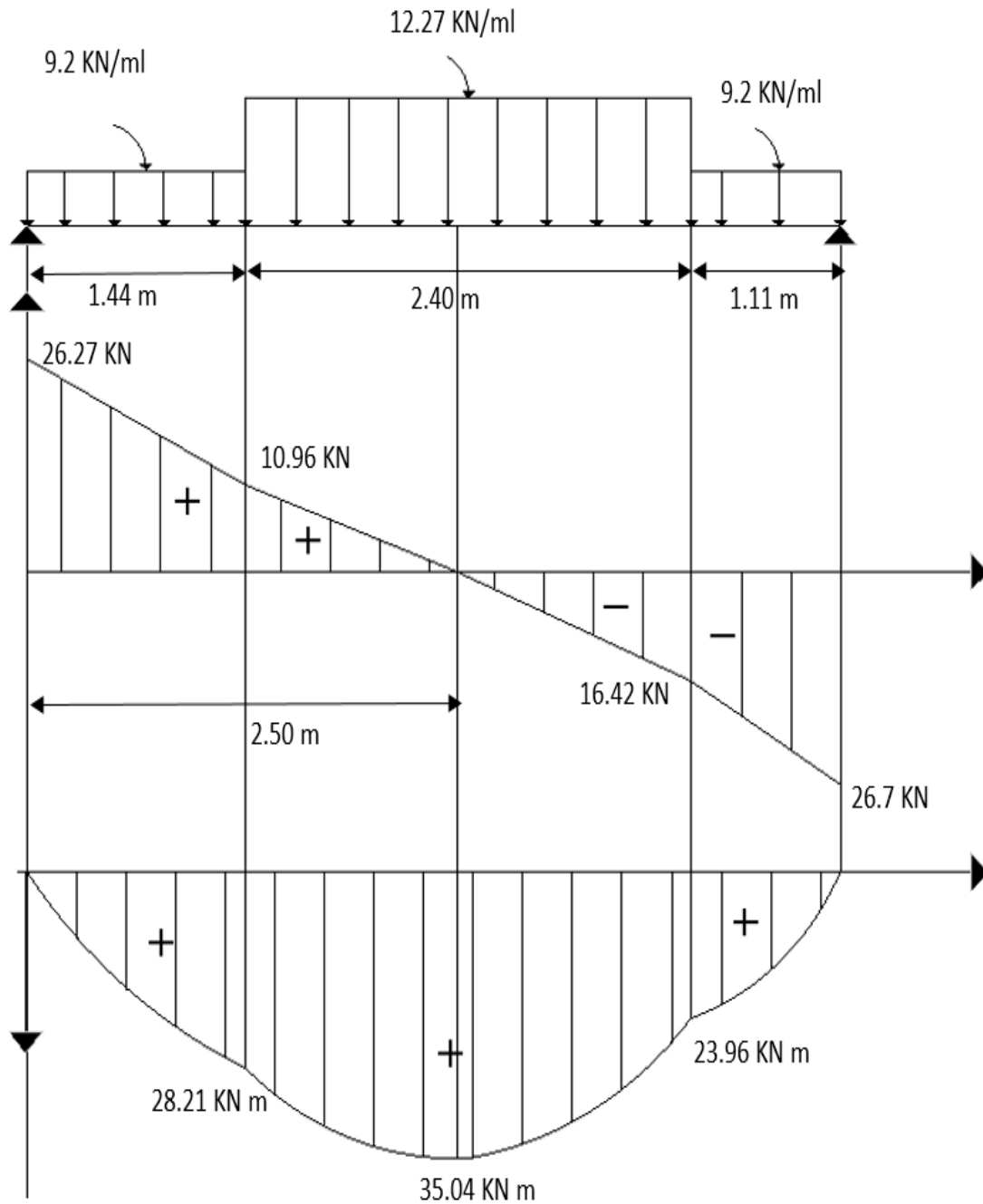


Figure III.13 : Diagramme des efforts interne de l'escalier à ELS

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 entravés et en appuis ; On obtient

ainsi les moments suivants :

♦ Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_{zmax} = -10.5 \text{ KN.m}$

♦ En travée : $M_t = 0,85 \times M_{zmax} = 29.78 \text{ KN.m}$

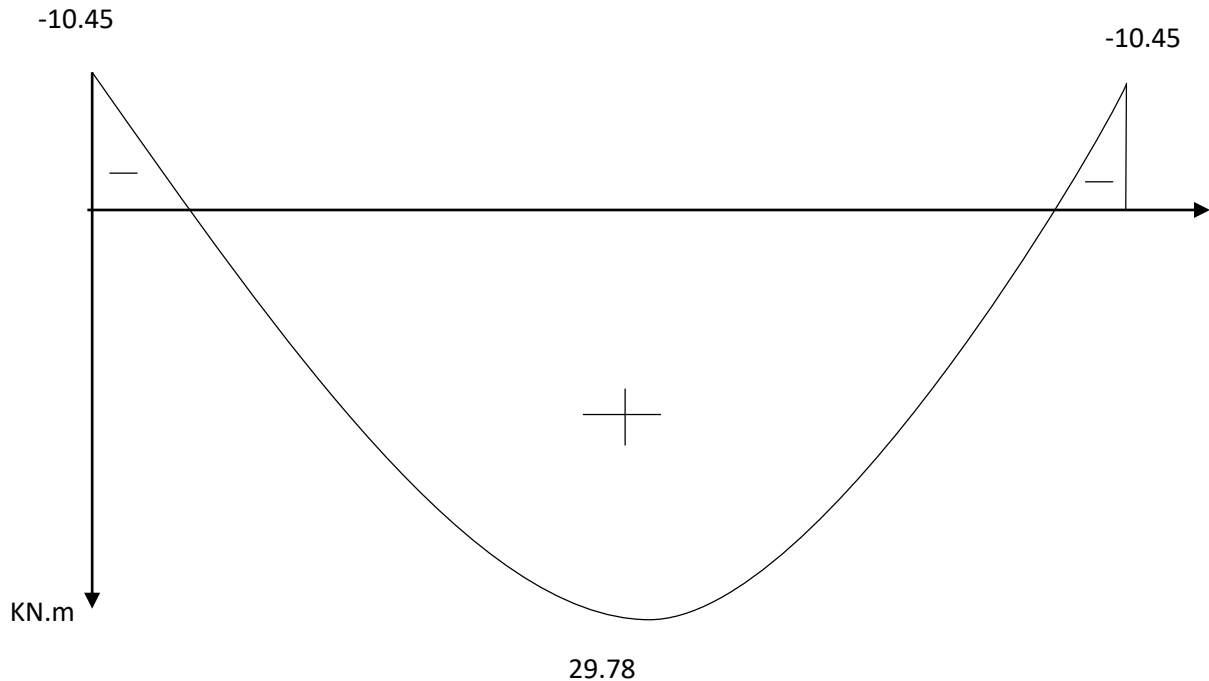


Figure III.14 : Diagramme des moments corrigés à ELS

3. Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

✚ L'état limite d'ouverture des fissurations (A.4.5, 32 du BAEL91/révisé 99) [2] :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ;
Alors la section est justifiée vis à vis des ouvertures des fissures.

✚ L'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2) :

La fissuration étant peu nuisible, On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

➤ En travée ($M_t = 35.04 \text{ KN.m}$) :

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b d} = \frac{100 \times 8.04}{100 \times 18} = 0.450$$

$$\rho_1 = 0.450 \rightarrow \beta_1 = 0.898 \rightarrow K_1 = 34.02$$

- La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{34.04 \times 10^{-3}}{0.898 \times 18 \times 4.52 \times 8.04} = 261.93 \text{ MPa}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{261.93}{34.02} = 7.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.7 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis ($M_a = -10.45 \text{ KN.m}$):

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174$$

$$\rho_1 = 0.174 \rightarrow \beta_1 = 0.932 \rightarrow K_1 = 58.53$$

- La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{10.45 \times 10^{-3}}{0.932 \times 18 \times 3.14} = 198.38 \text{ MPa}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{198.38}{58.53} = 3.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.39 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

🌈 Vérification de la flèche :

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{20}{240} = 0.083 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition non vérifiée

$$\frac{20}{240} = 0.083 < \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{35.04}{10 \times 10.45} = 0.335$$

Condition non vérifiée

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{4.2}{100 \times 18} = 0.01 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition vérifiée

Donc nous devons procéder au calcul de la flèche et vérifier que :

Le calcul se fera sur une bande de 1m.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{smax}^4}{EVI} < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{240}{500} = 0.48 \text{ cm}$$

Avec $q_{max} = \max(q \text{ pailleasse ; } q \text{ palier}) = \max(8.74; 11.915) = 11.915 \text{ kN/ml}$

$Q_{max} = 12.27 \text{ KN/ml}$

E_v : module de déformation différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 18018.86 \text{ Mpa}$$

I : moment d'inertie totale de la section par rapport au centre de gravité

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

$$\text{Où : } V_1 = \frac{S_{ix'x}}{b_0} \quad V_2 = h - V_1$$

Avec :

$S_{ix'x}$: moment statique par rapport à l'axe xx'

$$S_{ix'x} = \frac{bh^2}{2} + 15Ad = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 8.04 \times 18 = 27048 \text{ cm}^2$$

$$S_{ix'x} = 221170.8 \text{ cm}^2$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t = (100 \times 20) + (15 \times 8.04) = 2120.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } V_1 = \frac{S_{ix'x}}{b_0} = \frac{22170.8}{2120.6} = 10.45 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.45 = 9.55 \text{ cm}$$

Donc:

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t = \frac{100}{3} (10.45^3 + 9.55^3) + 15 \times 8.04 \times (9.55 - 2)^2$$

$$I = 15332.89 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{\text{max}} \times l^4}{EVI} = \frac{5}{384} \times \frac{16.93 \times 2400^4}{18018.86 \times 15332.89}$$

$$f = 0.29 \text{ cm} < 0.48 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Le ferrailage retenu est le suivant :

Travée :

Armatures principales : 4HA16/ml (St= 25 cm).

Armatures de répartition : 4HA10/ml (St= 25 cm).

Appuis :

Armatures principales : 4HA12/ml (St= 25 cm).

Armatures de répartition : 4HA 8/ml (St= 25 cm).

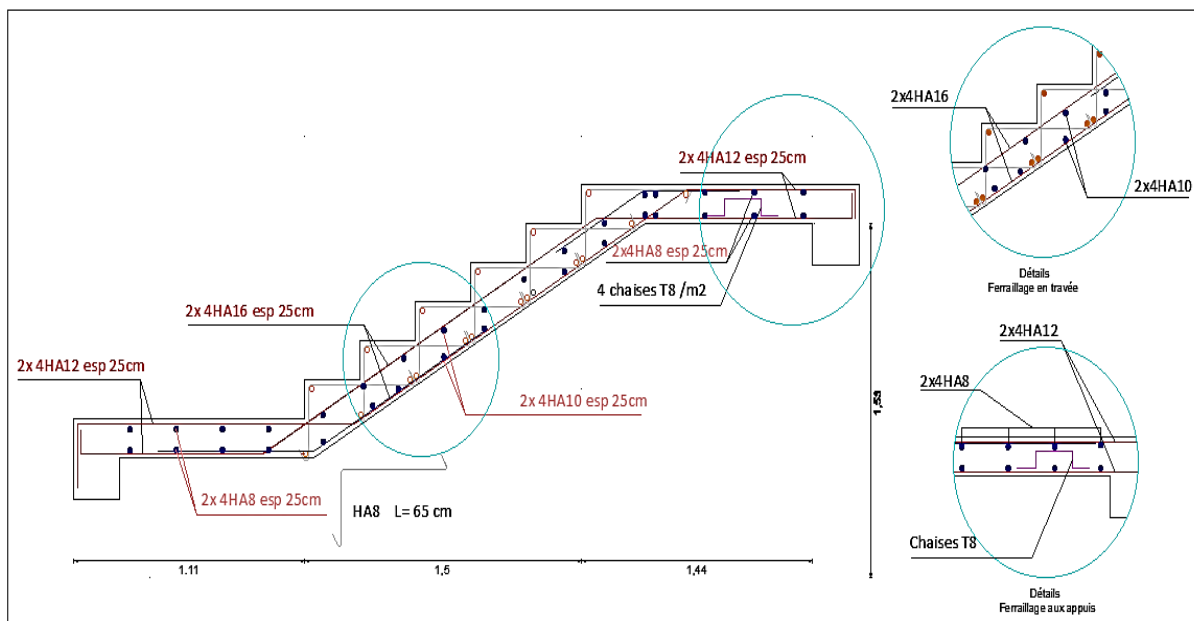


Figure III.15 : Ferrailage de l'escalier

III.4. La poutre palière

Introduction

La poutre palière est une poutre continue avec une inertie uniforme, posée sur deux appuis. Elle soutient à la fois son propre poids et les réactions d'appuis de palier. Elle assure la solidité et la stabilité de l'ensemble de la structure.

Suite au pré-dimensionnement effectué et à la vérification des exigences du RPA 2003, nous avons retenu une largeur de $b = 25 \text{ cm}$ et une hauteur de $h = 30 \text{ cm}$.

4-1- Détermination des charges et surcharges :

a- Charges permanente :

-Poids propre de la poutre : $P_p = 0.25 \times 0.30 \times 25 \Rightarrow P_p = 1.875 \text{ kN/ml}$

- Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELU : $R_{uB} = 36.97 \text{ kN}$.
- Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELS : $R_{sA} = 26.7 \text{ kN}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ kN /ml}$.

4-2- Les combinaisons des charges :

a- Selon l'état limite ultime

- A l'ELU : $Q_U = 1.35G + T_u = (1,35 \times 1,87) + 36.97 = 39.49 \text{ kN/ml}$.

b- Selon l'état limite de service :

- A l'ELS : $Q_S = G + T_s = 2,5 + 26.7 = 29.2 \text{ kN/ml}$.

4-3- Calcul des efforts internes à ELU:

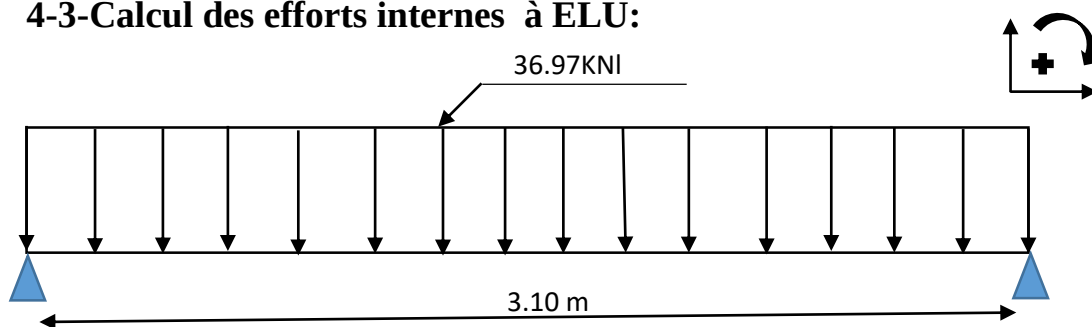


Figure III.15 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU

-Réaction d'appuis : $R_A = R_B = \frac{36.97 \times 3.10}{2} \Rightarrow R_A = R_B = 57.3 \text{ kN}$

-Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{36.97 \times 3.10^2}{8} \Rightarrow M_0 = 44.41 \text{ kN.m}$

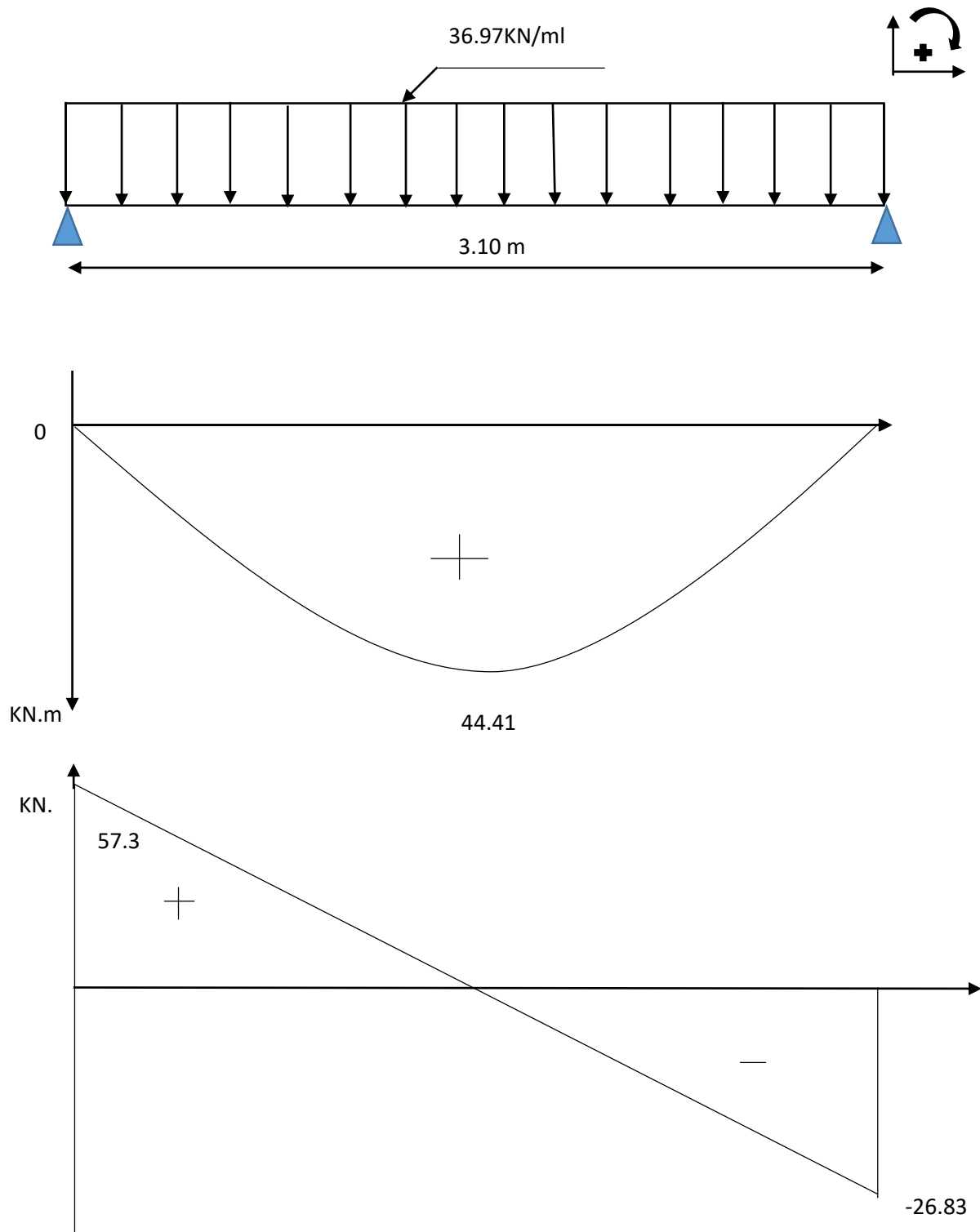


Figure III.16 : Diagramme des efforts interne de la poutre de chaînage à ELU

-Ensuite on multipliant $M_{z_{\max}}$ par les coefficients de correction :

En appui : $M_z^a = -0.3 \times (44.41) \Rightarrow M_z^a = -13.32 \text{ KN.m}$

En travée : $M_z^t = 0.85 \times (44.41) \Rightarrow M_z^t = 37.74 \text{ KN.m}$

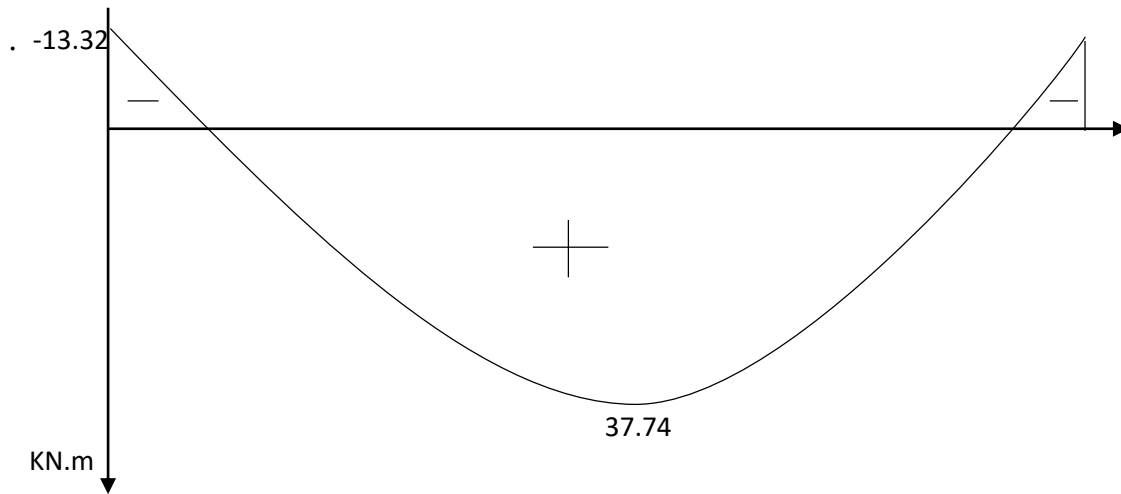


Figure III.17 : Diagramme des moments corrigés à ELU

4-3-Calcul de ferrailage :

a- Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b.d^2 F_{bu}} = \frac{13.32 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.20} \Rightarrow \mu_b = 0.048 < \mu_l = 0.392$$

$\Rightarrow$ La section est simplement armée d'où $\beta = 0.975$

• Armature longitudinale :

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{13.32 \times 10^3}{0.975 \times 28 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 1.40 \text{ cm}^2$$

-Choix de ferrailage : 3HA10 = 2.36 cm².

b- En travée :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b.d^2 F_{bu}} = \frac{13.32 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.20} \Rightarrow \mu_b = 0.135 < \mu_l = 0.392$$

$\Rightarrow$ La section est simplement armée d'où $\beta = 0.900$

• Armature longitudinale :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{37.74 \times 10^3}{0.900 \times 28 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 4.30 \text{ cm}^2$$

-Choix de ferrailage : 3HA14 = 4.62 cm².

4-5-Vérification à L'ELU :**a- Vérification de la condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifié 99)**

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A^{\min} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A^{\min} = 0.84 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis**

$$A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2 > A^{\min} = 0.84 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

- En travée :**

$$A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2 > A^{\min} = 0.84 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

b- Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A5.1.21, BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{57.3 \times 10^3}{25 \times 28 \times 10^2} \Rightarrow \tau_u = 0.81 \text{ MPa}$$

$$\text{On a la fissuration Peu Préjudiciable donc : } \overline{\tau_u} \leq \min \left\{ \frac{0.20 f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \{3.33; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 0.81 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

c- Influence de l'effort tranchant aux appuis : (Art A5.1.313, BAEL 91 modifié 99)

$$\frac{2V_u}{b \cdot a} \leq \frac{0.8 f_{ct28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2 \times 57.3 \times 10^3}{250 \times 236} \leq \frac{0.8 \times 25}{1.5} \Rightarrow 1.94 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ pas de risque de cisaillement aux appuis.

Avec :

Vu : Effort tranchant maximum

a = 0.9d = 25.2cm: La hauteur d'appuis à considérer. **b** = 25 cm : largeur de la poutre

d- Influence sur les aciers :

- Aux appuis : (Art : A.5.1.312 BAEL 91 / 99)**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s \times V_{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 57.3 \times 10^3}{400} = 1.64 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.36 \text{ cm}^2 > 1.64 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- e- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :** (Art A6.1.3, BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPA}$$

Avec :

- ψs : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi$$

Avec :

- $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres

En appui :

$$\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 10 \Rightarrow \sum u_i = 94.20 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{57.3 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 94.2} \Rightarrow \tau_{se} = 2.41 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 2.41 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

En travée :

$$\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 14 \Rightarrow \sum u_i = 131.88 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{57.3 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 131.88} \Rightarrow \tau_{se} = 1.72 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1.72 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$\Rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

f- L'ancrage des barres : (BAEL 91 modifié 99/Art A.6.1, 221)

La longueur de scellement droit est : $L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$

Avec : $\tau_{su} = 0.6 \times f_{t28} \times \psi s^2 \Rightarrow \tau_{su} = 0.6 \times 2.1 \times 1.5^2 \Rightarrow \tau_{su} = 2.835 \text{ MPA}$

Alors : $L_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2.835} = 493.82 \text{ mm}$; J'opte pour : $L_s = 50 \text{ cm}$

Longueur de scellement mesuré hors crochets est de : $L_c = 0.4 \times L_s$

$\Rightarrow L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$ On opte pour $L_c = 20 \text{ cm}$.

g- Calcul des armatures transversale (BAEL 91/ Art A.7.2.2)

$$\varnothing_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \varnothing_l ; \frac{b}{10} \right) = \min(0.86 ; 1.40 ; 2.5) \Rightarrow \varnothing_t = 0.86 \text{ cm}$$

Le choix se porte sur un cadre et un étrier en $\varnothing 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

h- Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91 / Art. A.5.1 ,22)

$$S_{t_{\max}} \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min(25.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t_{\max}} \leq 25.2 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

i- Exigences du RPA 99/version 2003 art 7.5.2.2

$$\text{-Zone nodale: } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 14\varnothing_l \right)$$

$$S_t \leq \min(7.50 ; 14.40) \Rightarrow S_t \leq 7.50 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$$

$$\text{-En dehors de la zone nodale (Zone courante) : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{30}{2} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

-Armatures transversales minimales :

La quantité des armatures transversales minimales est donnée par : $A_{t \min} = 0.003 \times S_t \times b$

$$A_{t \min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

j- Section minimale d'armatures d'âme (BAEL 91 / Art. A.5.1,22)

Si A_t représente la section des armatures transversales avec une limite d'élasticité f_e donc :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \min \geq \frac{0.4 b_0 \cdot S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 25 \times 15}{400} \Rightarrow A_t \min \geq 0.375 \text{ cm}^2.$$

$$\text{D'où: } A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.375 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

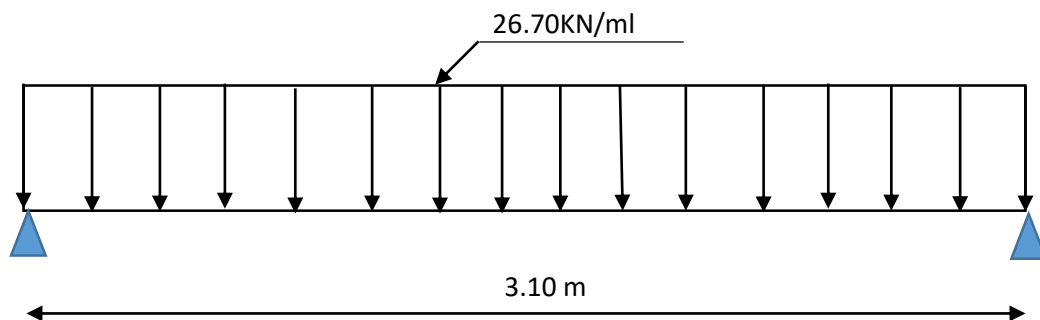
4-3-Calcul des efforts internes a ELS:

Figure III.18 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.

-Réaction d'appuis : $R_A=R_B=\frac{26.70 \times 3.10}{2} \Rightarrow R_A=R_B= 41.38\text{KN}$

-Moment isostatique : $M_0=\frac{q_u \times L^2}{8}=\frac{26.70 \times 3.10^2}{8} \Rightarrow M_0= 32.07 \text{ KN.m}$

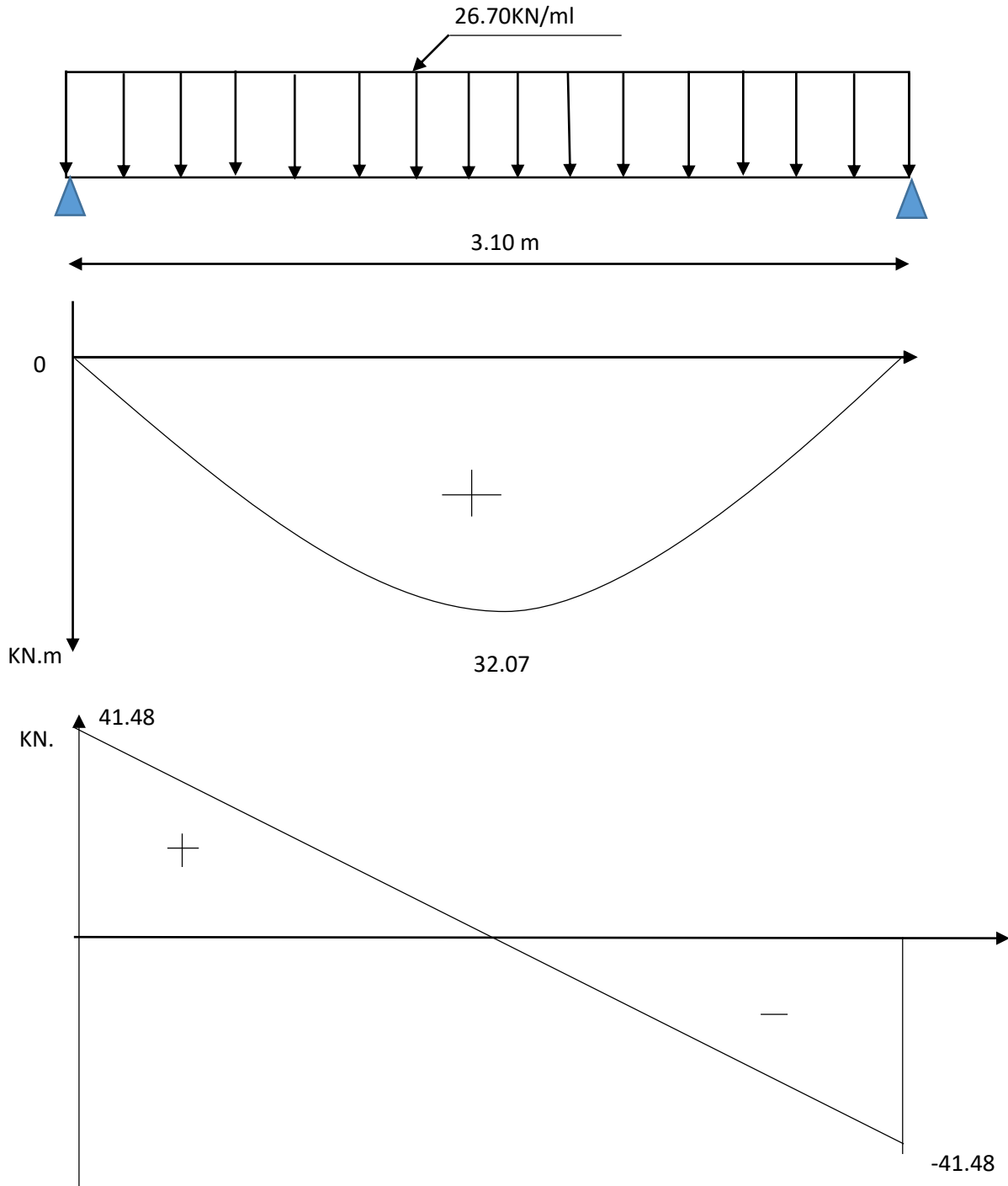


Figure III.19 : Diagramme des efforts interne de la poutre de chaînage à ELS

-Ensuite on multipliant $M_{z_{\max}}$ par les coefficients de correction :

En appui : $M_z^a = -0.3 \times (32.07) \Rightarrow M_z^a = -9.62\text{KN.m}$

En travée : $M_z^t = 0.85 \times (32.07) \Rightarrow M_z^t = 27.25 \text{ KN.m}$

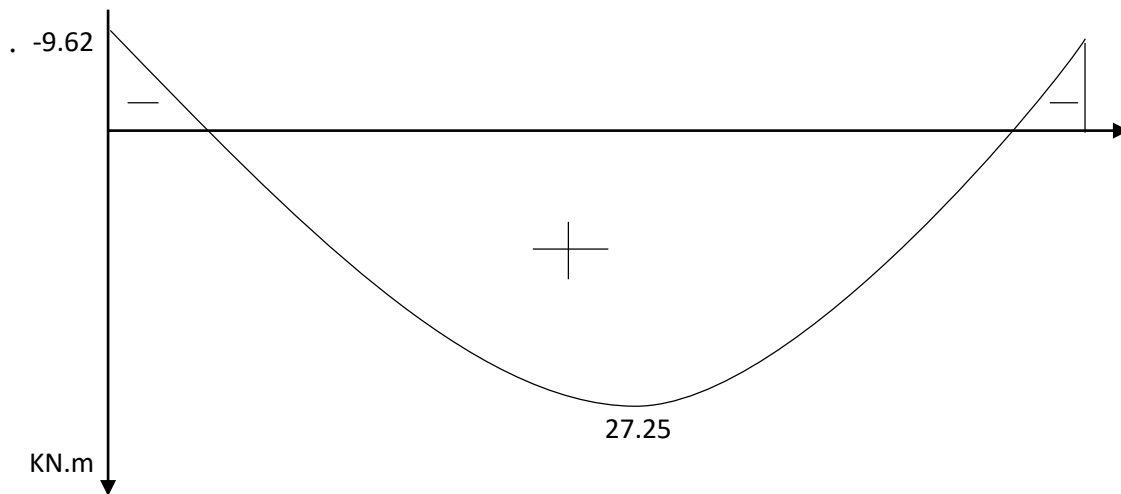


Figure III.20 : Diagramme des moments corrigés à ELS

3-8-Vérification à L'ELS:

a- Etat limite d'ouverture des fissures : [Art : A.5.3.4 BAEL 91 / 99] :

Dans notre cas la fissuration considérée comme une fissuration peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est effectuée.

b- Etat limite de résistance de béton en compression : [Art : A.4.5.3 BAEL 91 / 99]

D'après les calculs précédent on a :

-La contrainte admissible de béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

-La contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$.

Note : Pour la vérification la contrainte calculée doit être inférieure ou égale à la contrainte admissible.

-La section adoptée en travée : $3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$.

-La section adoptée en appui : $3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$.

Tableau III.5 : Vérifications des contraintes dans la poutre palière

	$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$	β	$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta \times d}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_{st}$ [MPa]	K	$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	
En travée	0.66	0.881	239.1	348	27.02	8.84	15	Condition vérifié
En appui	0.337	0.909	160.15	348	39.95	4.008	15	Condition vérifié

c- Vérification de la flèche : [Art B.8.4.2 BAEL91 /99]

Il est nécessaire de calculer la flèche si les trois conditions suivantes ne sont pas vérifiées.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{310} = 0.096 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ **Condition vérifier.**
- $\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{25 \times 28} = 6.6 \times 10^{-3} < \frac{4.2}{400} = 10.5 \times 10^{-3} \Rightarrow$ **Condition vérifier.**
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{30}{310} = 0.096 > \frac{27.25}{10 \times 32.07} = 0.084 \Rightarrow$ **Condition vérifier.**

Les 3 condition sont vérifier donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

3-9-Conclusion :

Le ferrailage retenu est le suivant :

- **Armatures longitudinales :**

Armatures inférieures (En travée) : 3HA14

Armatures supérieures (Aux appuis) : 3HA10

- **Armatures transversales :**

Cadre + étrier : **4HA8**

Avec :

-Zone nodale: $S_t = 7\text{cm}$

-En dehors de la zone nodale (Zone courante) : $S_t = 15\text{cm}$

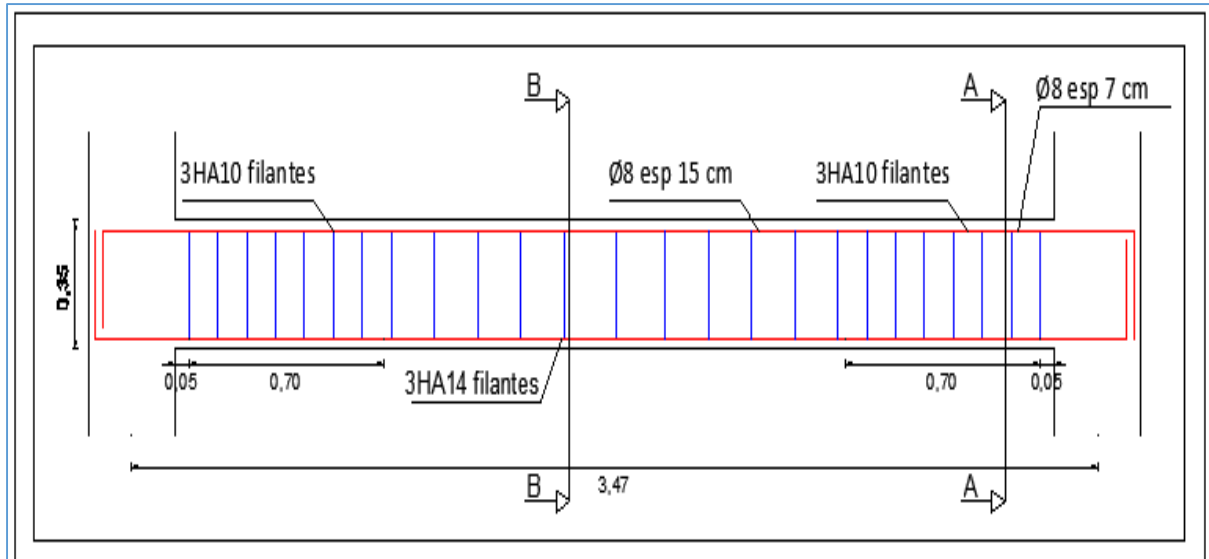


Figure III.21 : Ferrailage de la poutre palière.

III.5. La poutre de chaînage

Introduction

La poutre de chaînage est une poutre continue avec une inertie uniforme, posée sur deux appuis.

Elle soutient à la fois son propre poids et celui des cloisons extérieures. Elle assure la solidité et la stabilité de l'ensemble de la structure.

-Suite au pré-dimensionnement effectué et à la vérification des exigences du RPA 2003, nous avons retenu une largeur de $b = 25$ cm et une hauteur de $h = 30$ cm.

5-1- Détermination des charges et surcharges :

b- Charges permanente :

-Poids propre de la poutre : $P_p = 0.25 \times 0.30 \times 25 \Rightarrow P_p = 1.875 \text{ KN/ml}$

-Poids de mur extérieur : $P_{\text{mur}} = 2.36 \times (3.06 - 0.30) \Rightarrow P_{\text{mur}} = 6.51 \text{ KN/ml}$

-Poids de plancher : $P_{\text{plancher}} = \frac{G_{\text{plancher}}}{2} \times L_{\text{hourdis}} = \frac{5.16}{2} \times 0.65 \Rightarrow P_{\text{plancher}} = 1.67 \text{ KN/ml}$

On aura : $G_{\text{ch}} = 1.875 + 6.51 + 1.67 \Rightarrow G_{\text{ch}} = 10.06 \text{ KN/ml}$.

c- Charges d'exploitations :

On a l'étage courant est le plus défavorable selon la surcharges.

$$\text{Donc : } Q = \frac{1.50}{2} \times 0.65 \quad Q = 0.4857 \text{ KN /ml.}$$

5-2-Les combinaisons des charges :**c- Selon l'état limite ultime**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 10.06 + 1.5 \times 0.4875 \quad \Rightarrow \quad q_u = 14.31 \text{ KN/ml}$$

d- Selon l'état limite de service :

$$q_s = G + Q = 10.06 + 0.49 \quad \Rightarrow \quad q_s = 10.54 \text{ KN/ml}$$

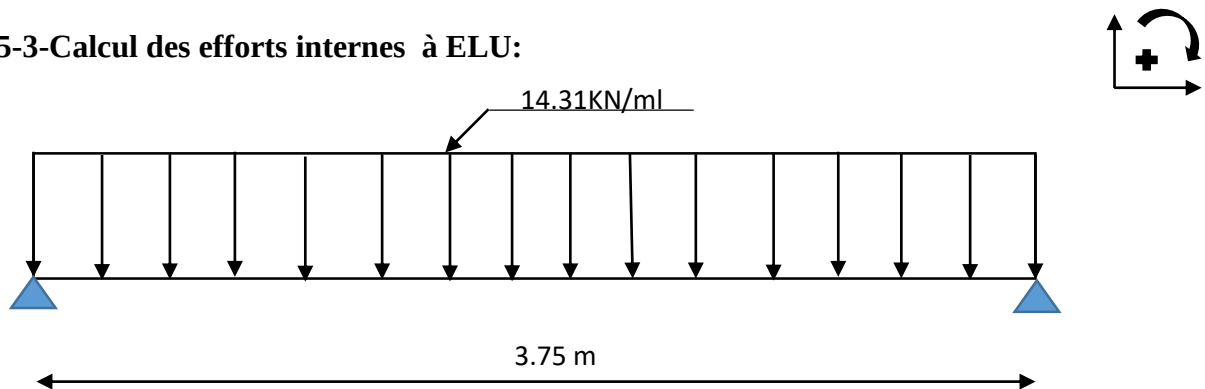
5-3-Calcul des efforts internes à ELU:

Figure III.22 : Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU

$$\text{-Réaction d'appuis : } R_A = R_B = \frac{14.31 \times 3.75}{2} \quad \Rightarrow \quad R_A = R_B = 26.83 \text{ KN}$$

$$\text{-Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{14.30 \times 3.75^2}{8} \quad \Rightarrow \quad M_0 = 25.15 \text{ KN.m}$$

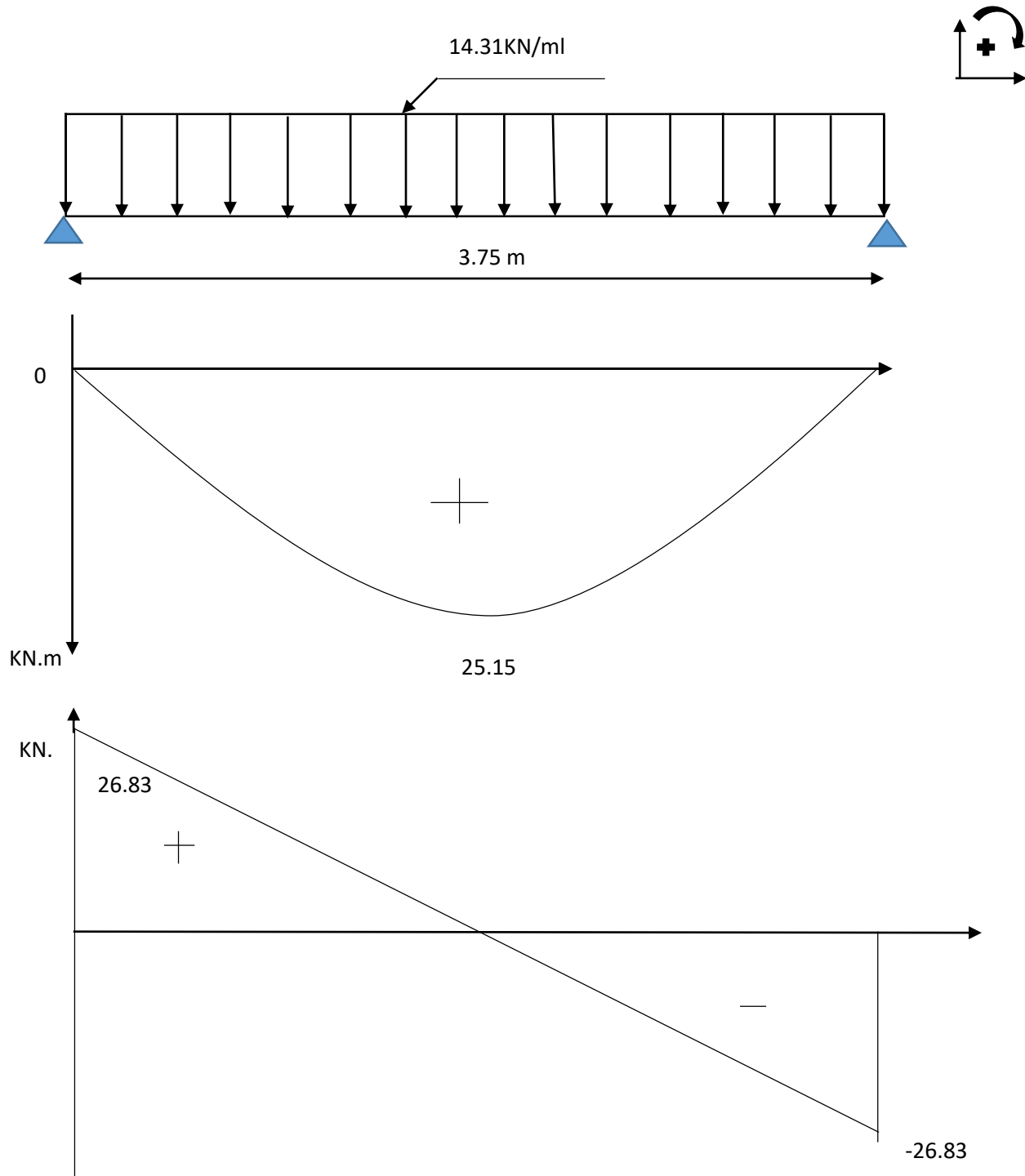


Figure III.23 : Diagramme des efforts interne de la poutre de chaînage à ELU

-Ensuite on multipliant $M_{z_{\max}}$ par les coefficients de correction :

En appui : $M_z^a = -0.3 \times (25.15) \Rightarrow M_z^a = -7.55 \text{ KN.m}$

En travée : $M_z^t = 0.85 \times (25.15) \Rightarrow M_z^t = 21.37 \text{ KN.m}$

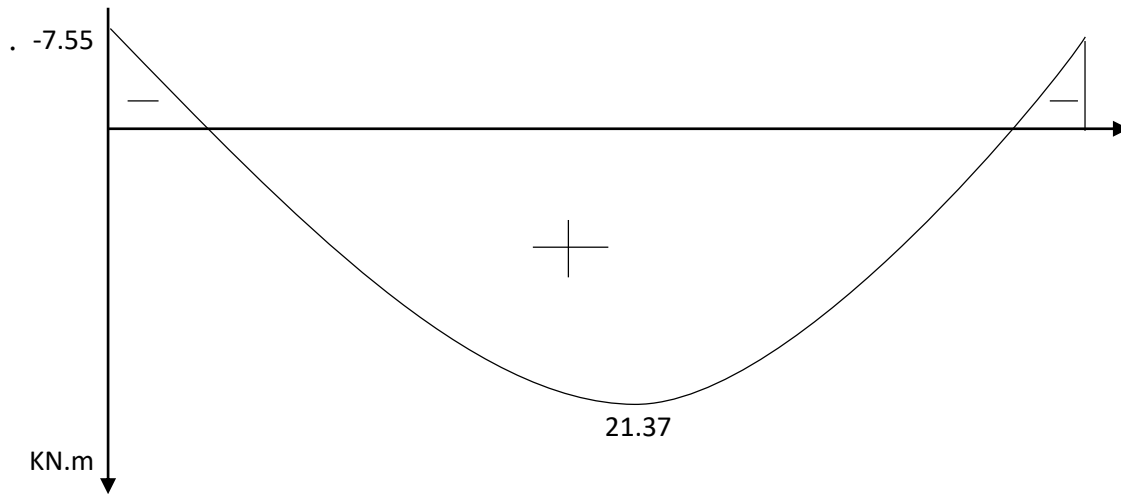


Figure III.24 : Diagramme des moments corrigés à ELU

5-3-Calcul de ferrailage :

c- Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b.d^2 F_{bu}} = \frac{7.55 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.20} \Rightarrow \mu_b = 0.029 < \mu_l = 0.392$$

$\Rightarrow$ La section est simplement armée d'où $\beta = 0.986$

• Armature longitudinale :

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{7.55 \times 10^3}{0.986 \times 27 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 0.81 \text{ cm}^2$$

-Choix de ferrailage : **3HA10 = 2.36 cm²**.

d- En travée :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b.d^2 F_{bu}} = \frac{21.37 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.20} \Rightarrow \mu_b = 0.082 < \mu_l = 0.392$$

$\Rightarrow$ La section est simplement armée d'où $\beta = 0.957$

• Armature longitudinale :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{21.37 \times 10^3}{0.957 \times 27 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 2.37 \text{ cm}^2$$

-Choix de ferrailage : **3HA12 = 3.39 cm²**.

5-5-Vérification à L'ELU :

k- Vérification de la condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifié 99)

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A^{\min} = 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A^{\min} = 0.81 \text{ cm}^2$$

• Aux appuis

$$A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2 > A^{\min} = 0.81 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

• En travée :

$$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 > A^{\min} = 0.81 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

l- Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A5.1.21, BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{26.83 \times 10^3}{25 \times 27 \times 10^2} \Rightarrow \tau_u = 0.39 \text{ MPa}$$

$$\text{On a la fissuration Peu Préjudiciable donc : } \overline{\tau_u} \leq \min \left\{ \frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \{3.33; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 0.39 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

m- Influence de l'effort tranchant aux appuis : (Art A5.1.313, BAEL 91 modifié 99)

$$\frac{2V_u}{b \cdot a} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2 \times 26.83 \times 10^3}{250 \times 243} \leq \frac{0.8 \times 25}{1.5} \Rightarrow 0.88 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ pas de risque de cisaillement aux appuis.

Avec :

Vu : Effort tranchant maximum

a = 0.9d = 243cm: La hauteur d'appuis à considérer. **b** = 25 cm : largeur de la poutre

n- Influence sur les aciers :

• Aux appuis : (Art : A.5.1.312 BAEL 91 / 99)

$$A_a \geq \frac{\gamma_s \times V_{\max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 23.71 \times 10^3}{400} = 0.68 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.36 \text{ cm}^2 > 0.68 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

o- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A6.1.3, BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec :

- Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset$$

Avec :

- $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres

En appui :

$$\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 10 \Rightarrow \sum u_i = 94.20 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{26.83 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 94.2} \Rightarrow \tau_{se} = 1.17 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1.17 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

En travée :

$$\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 12 \Rightarrow \sum u_i = 113.04 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{26.83 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 113.04} \Rightarrow \tau_{se} = 0.97 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 0.97 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$\Rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

p- L'ancrage des barres : (BAEL 91 modifié 99/Art A.6.1, 221)

La longueur de scellement droit est : $L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \times f_{t28} \times \Psi_s^2 \Rightarrow \tau_{su} = 0,6 \times 2,1 \times 1,5^2 \Rightarrow \tau_{su} = 2.835 \text{ MPA}$$

$$\text{Alors : } L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423.28 \text{ mm; J'opte pour : } L_s = 45 \text{ cm}$$

Longueur de scellement mesuré hors crochets est de : $L_c = 0,4 \times L_s$

$\Rightarrow L_c = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$ On opte pour $L_c = 20 \text{ cm.}$

q- Calcul des armatures transversale (BAEL 91/ Art A.7.2.2)

$$\varnothing_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \varnothing_l ; \frac{b}{10} \right) = \min(0.86 ; 1.20 ; 2.5) \Rightarrow \varnothing_t = 0.86 \text{ cm}$$

Le choix se porte sur un cadre et un étrier en $\varnothing 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

r- Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91 / Art. A.5.1 ,22)

$$S_{t\max} \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min(24.30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t\max} \leq 24.3 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

s- Exigences du RPA 99/version 2003 art 7.5.2.2

$$\text{-Zone nodale: } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\varnothing_l \right)$$

$$S_t \leq \min(7.50 ; 14.40) \Rightarrow S_t \leq 7.50 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$$

$$\text{-En dehors de la zone nodale (Zone courante) : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{30}{2} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

-Armatures transversales minimales :

La quantité des armatures transversales minimales est donnée par : $A_{t\min} = 0.003 \times S_t \times b$

$$A_{t\min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2 < A_{t\text{ adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

t- Section minimale d'armatures d'âme (BAEL 91 / Art. A.5.1,22)

Si A_t représente la section des armatures transversales avec une limite d'élasticité $f_{e\text{d}}$ donc :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \min \geq \frac{0.4 b_0 \cdot S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 25 \times 15}{400} \Rightarrow A_t \min \geq 0.375 \text{ cm}^2.$$

$$\text{D'où: } A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.375 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

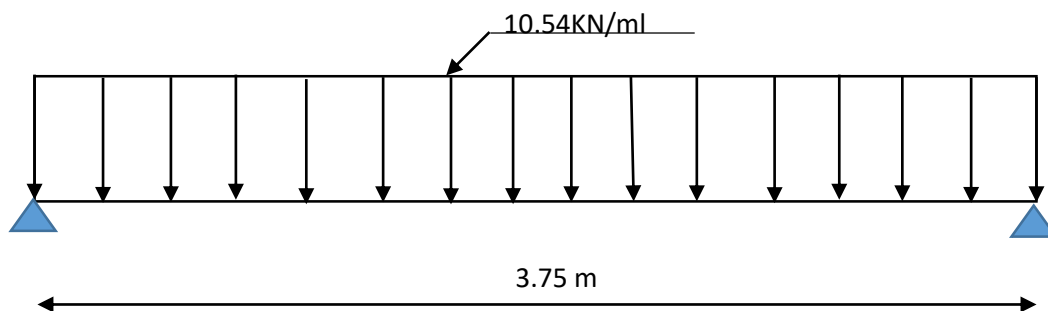
4-3-Calcul des efforts internes à ELS:

Figure III.25 : Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELS

-Réaction d'appuis : $R_A=R_B=\frac{10.54 \times 3.75}{2} \Rightarrow R_A=R_B= 19.76\text{KN}$

-Moment isostatique : $M_0=\frac{q_u \times L^2}{8}=\frac{10.54 \times 3.75^2}{8} \Rightarrow M_0= 18.53 \text{ KN.m}$

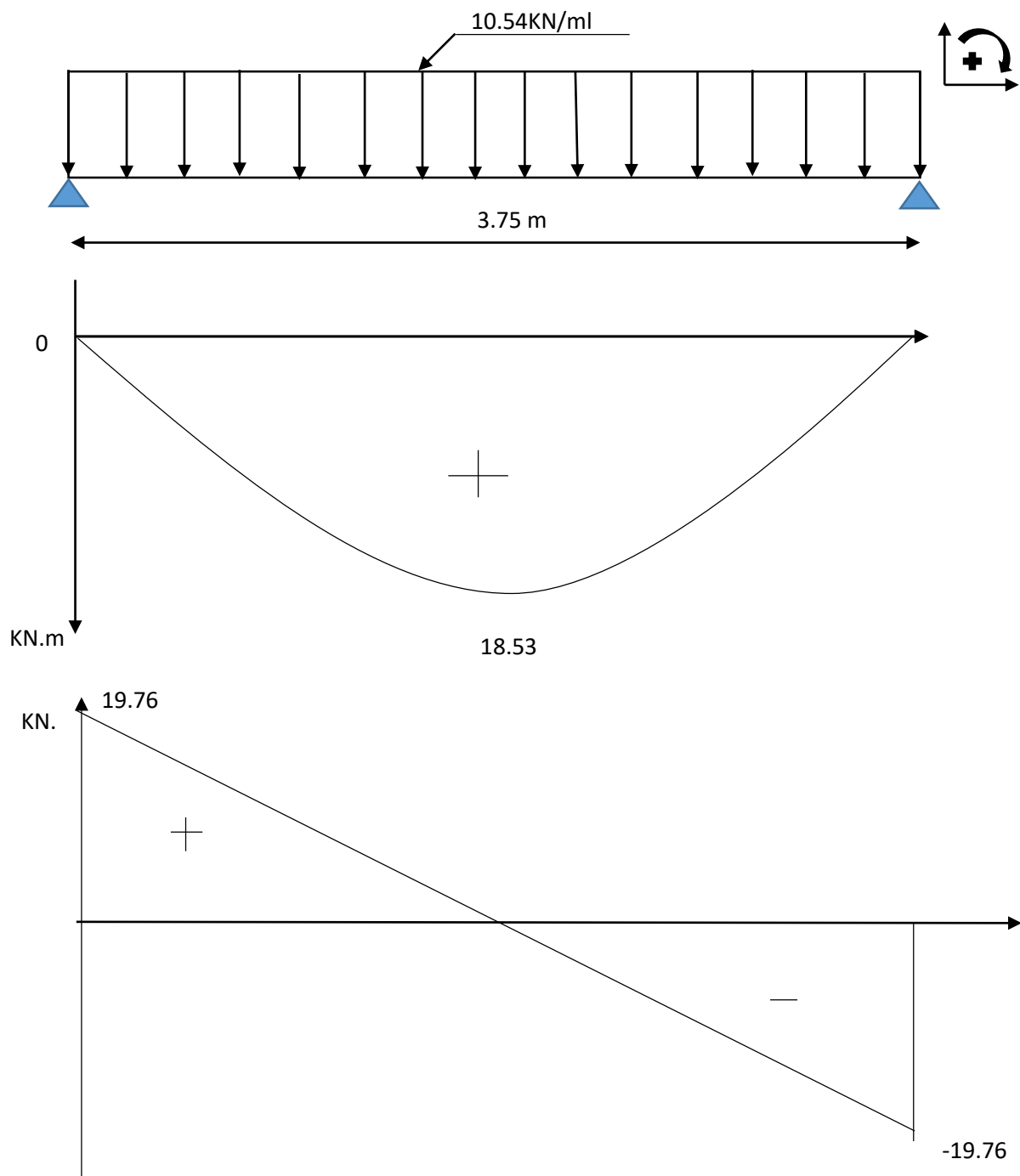


Figure III.26 : Diagramme des efforts interne de la poutre de chaînage à ELS

-Ensuite on multipliant $M_{z_{\max}}$ par les coefficients de correction :

En appui : $M_z^a = -0.3 \times (18.53) \Rightarrow M_z^a = -5.56 \text{ KN.m}$

En travée : $M_z^t = 0.85 \times (18.53) \Rightarrow M_z^t = 15.75 \text{ KN.m}$

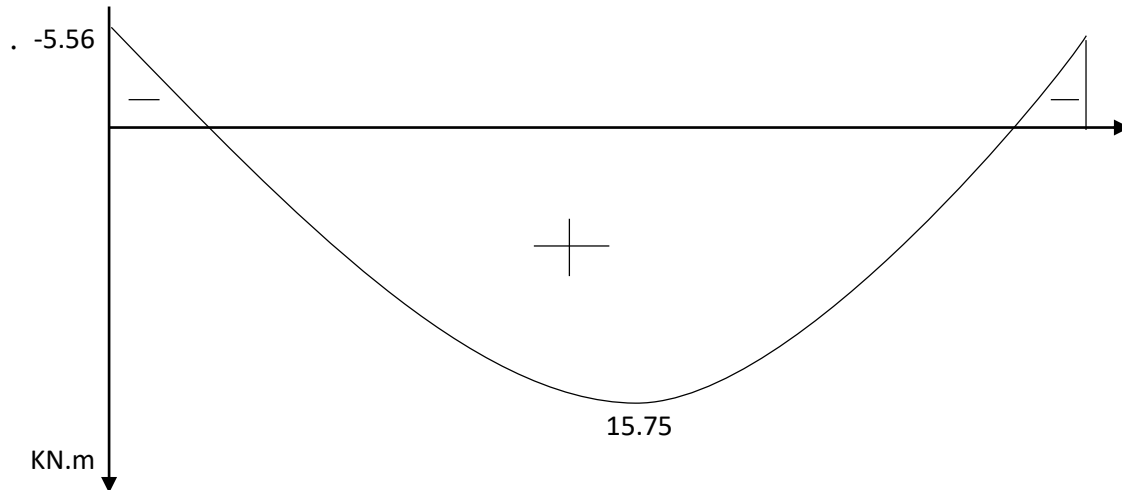


Figure III.27 : Diagramme III.4.5 des moment corrigés à ELS

3-8-Vérification à L'ELS:

d- Etat limite d'ouverture des fissures : [Art : A.5.3.4 BAEL 91 / 99] :

Dans notre cas la fissuration considérée comme une fissuration peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est effectuée.

e- Etat limite de résistance de béton en compression : [Art : A.4.5.3 BAEL 91 / 99]

D'après les calculs précédents on a :

-La contrainte admissible de béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

-La contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$.

Note : Pour la vérification la contrainte calculée doit être inférieure ou égale à la contrainte admissible.

-La section adoptée en travée : $3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

-La section adoptée en appui : $3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$.

Tableau III.6 : Vérifications des contraintes dans la poutre de chaînage

	$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$	β	$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta \times d}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_{st}$ [MPa]	K	$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	
En travée	0.506	0.893	192.69	348	31.73	6.07	15	Condition vérifié
En appui	0.349	0.908	272.21	348	39.35	6.91	15	Condition vérifié

f- Vérification de la flèche : [Art B.8.4.2 BAEL91 /99]

Il est nécessaire de calculer la flèche si les trois conditions suivantes ne sont pas vérifiées.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{375} = 0.080 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ **Condition vérifier.**
- $\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{20 \times 28} = 5.02 \times 10^{-3} < \frac{4.2}{500} = 10.5 \times 10^{-3} \Rightarrow$ **Condition vérifier.**
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{30}{375} = 0.080 > \frac{15.75}{10 \times 18.53} = 0.085 \Rightarrow$ **Condition non vérifier.**

Remarque :

Les 3 conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche (la flèche n'est vérifiée).

Il faut vérifier que :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_u I} \leq \bar{f} = \frac{1}{500}$$

Avec

$\bar{f}$: la flèche admissible

E_u : module de déformation différée

$$E_u = 3700 \sqrt[3]{f_{28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} I = \frac{b}{3} + (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2 \\ I = \frac{25}{3} + (14.17^3 + 15.83^3) + 15 \times 3.39(15.83 - 3)^2 \\ I = 15190.69 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$V_1 = \left(\left(h^2 \cdot b / 2 \right) + 15A_t \cdot 2 \right) / (b \cdot h + 15A_t)$$

$$V_1 = \left(\left(30^2 \times 25 / 2 \right) + 15 \times 3.39 \times 2 \right) / (25 \times 30 + 15 \times 3.39)$$

$$V_1 = 14.17 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$V_2 = 35 - 14.17$$

$$V_2 = 15.83 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{5}{384} \times \frac{10.54 \times 3.75^2}{15190.69 \times 10^3 \times 10818.86 \times 10^{-8}} = 0,0011 \leq \frac{3.75}{500} = 0.0074 \rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

3-9-Conclusion :

Le ferrailage retenu est le suivant :

- **Armatures longitudinales :**

Armatures inférieures (En travée) : 3HA12

Armatures supérieures (Aux appuis) : 3HA10

- **Armatures transversales :**

Cadre + étrier HA8.

Avec :

-Zone nodale: $S_t = 7 \text{ cm}$

-En dehors de la zone nodale (Zone courante) : $S_t = 15 \text{ cm}$

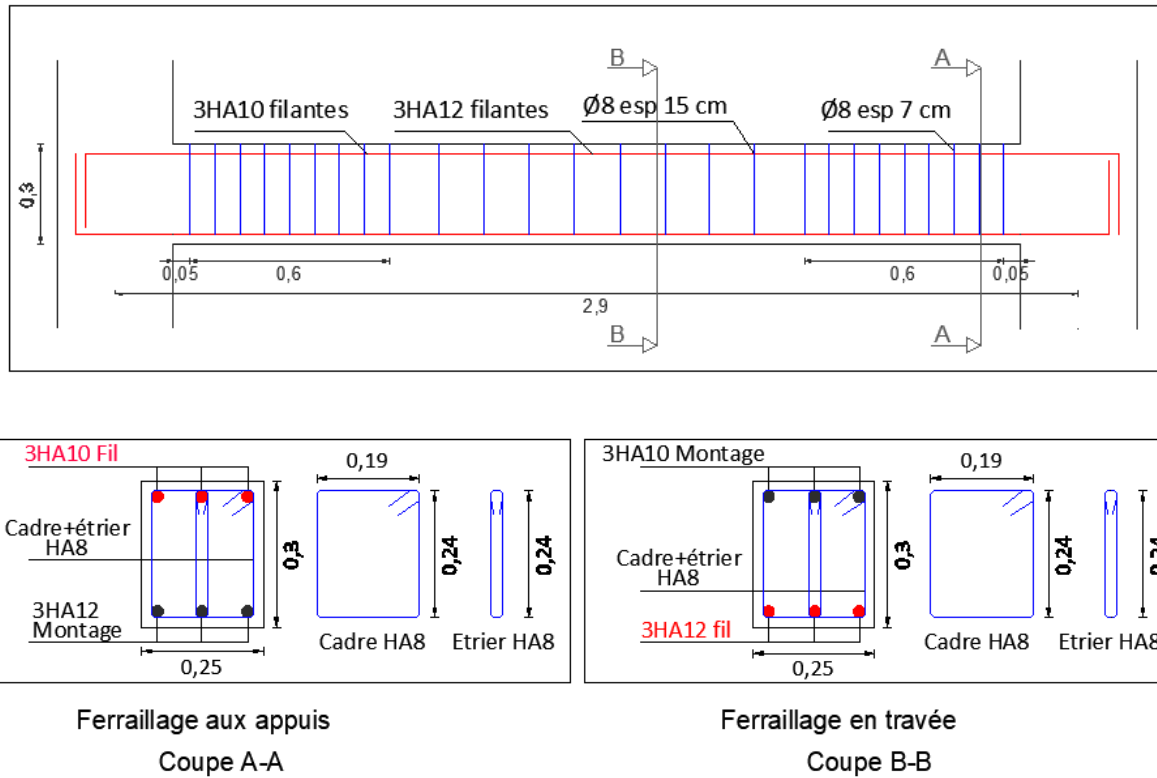


Figure III.28 : Ferrailage de la poutre de chaînage

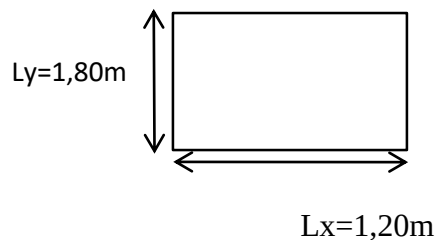
III.6 Calcul de la dalle pleine

6.1 Ferrailage du plancher

Les dalles pleines peuvent être réparties en 02 catégories :

- Dalle pleine sur appuis continus.
- Dalle pleine sur appuis ponctuels.

Une dalle sur appuis continus principalement soumise à des charges uniformément réparties peut être considérée comme porteuse dans deux directions ou bien dans une seule



$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,20}{1,80} = 0.63$$

Avec

L_x et L_y portées d'un panneau de dalle mesurées entre nus d'appuis.

On a

$0.4 \leq l_x / l_y = \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle est considérée comme portant dans deux directions.

6.2. Détermination des sollicitations

Soit q la charge uniformément répartie sur le panneau par unité de longueur.

♦ A L'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

Avec

$G = 5.75 \text{ kN/m}^2$(poids propre du plancher)

$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$(Charge d'exploitation)

$q_u = 1.35 * 5.75 + 1.5 * 2.5 = 11.51 \text{ kN/ml}$. (Charge uniformément répartie sur une bande de 1m)

♦ A L'ELS

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 5.75 + 2.5 = 8.25 \text{ kN/m}^2$$

6.3. Evaluation des moments M_{0x} et M_{0y}

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

Avec

$\mu_x \mu_y$: Sont des coefficients multiplicateurs donnés en fonction de ρ et de ν qui est le

$$\nu : \text{Coefficient de poisson à } \begin{cases} \text{ELU} & \nu = 0 \\ \text{ELS} & \nu = 0.2 \end{cases}$$

On a :

$$\rho = 0.63 \rightarrow \mu_x = 0.0772 ; \mu_y = 0.343$$

$$M_{0x} = 0.0772 \times 11.51 \times 1.2^2 = 1.28 \text{ KNm}$$

$$M_{0y} = 0.343 \times 1.28 = 0.43 \text{ KNm}$$

Remarque

➤ Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moment en travée : $0.75M_{0x}$ ou $0.75M_{0y}$

Moment sur appuis : $0.5M_{0x}$ ou $0.5M_{0y}$

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel

Moment en travée : $0,85M_{OX}$ ou $0,85M_{OY}$

Moment sur appui de rive : $0,3M_{OX}$ ou $0,3M_{OY}$

Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{OX}$ ou $0,5M_{OY}$

Après calcul des moments isostatiques des différents panneaux dans les deux sens on constate que le panneau 1 est le plus défavorable. Pour cela on adoptera le ferrailage de ce dernier pour les autres panneaux.

♦ Moment en travées

$$M_X^t = 0,75M_{OX} = 0,75 \times 1,28 = 0,96 \text{ KNm}$$

$$M_Y^t = 0,75M_{OY} = 0,75 \times 0,43 = 0,32 \text{ KNm}$$

♦ Moment aux appuis

$$M_X^a = 0,5M_{OX} = 0,5 \times 1,28 = 0,64 \text{ KNm}$$

$$M_Y^a = 0,5M_{OY} = 0,5 \times 0,32 = 0,16 \text{ KNm}$$

6.4. Ferrailage

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec $b = 100 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$;

❖ Sens X-X

♦ Aux appuis

$$\mu = \frac{M_X^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,64 \times 10^3}{1 \times 180^2 \times 14,2} = 0,001 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Avec

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha \text{ avec : } \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2(0,001)}] = 0,0012 \rightarrow \beta = 0,999$$

$$A_a = \frac{M_X^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{0,64 \times 10^3}{0,999 \times 0,18 \times 348} = 0,10 \text{ cm}^2$$

Soit 2HA8 $A_a = 1,01 \text{ cm}^2$

♦ En travée

$$\mu = \frac{M_X^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,96 \times 10^3}{1 \times 180^2 \times 14,2} = 0,002 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Avec

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha \text{ avec : } \alpha = 1,25[1 - \sqrt{(1-2 \mu)}]$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{(1-2(0.002))}] = 0.0025 \rightarrow \beta = 0.999$$

$$A_t = \frac{M_X^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{0.96 \times 10^3}{0.999 \times 0.18 \times 348} = 0.15 \text{ cm}^2$$

Soit 2HA8 $A_t = 1.01 \text{ cm}^2$

❖ Sens Y-Y

♦ Aux appuis

$$\mu = \frac{M_Y^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0.16 \times 10^3}{1 \times 180^2 \times 14.2} = 0.003 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Avec

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha \text{ avec : } \alpha = 1,25[1 - \sqrt{(1-2 \mu)}]$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{(1-2(0.003))}] = 0.0037 \rightarrow \beta = 0.999$$

$$A_a = \frac{M_Y^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{0.16 \times 10^3}{0.999 \times 0.18 \times 348} = 0.20 \text{ cm}^2$$

Soit 2HA8 $A_a = 1.01 \text{ cm}^2$

♦ En travée

$$\mu = \frac{M_Y^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0.32 \times 10^3}{1 \times 180^2 \times 14.2} = 0.0006 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Avec

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha \text{ avec : } \alpha = 1,25[1 - \sqrt{(1-2 \mu)}]$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{(1-2(0.0006))}] = 0.0007 \rightarrow \beta = 0.999$$

$$A_t = \frac{M_Y^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{0.32 \times 10^3}{0.999 \times 0.18 \times 348} = 0.05 \text{ cm}^2$$

Soit 2HA8 $A_t = 1.01 \text{ cm}^2$

6.5. Vérification à L'E.L.U

a. Condition de non fragilité

Les armatures tendues d'une section transversale soumise à la flexion doivent présenter une section minimale correspondante au taux d'armature suivant :

❖ Sens X-X

On a : $\omega_0 = 0.8\%$ pour les aciers de nuance feE400 ;

$$A_{x^{\min}} = \omega_0 \frac{3-\rho}{2} \times b \times h = 10^{-3} \times 0.8 \times \frac{3-0.63}{2} \times 100 \times 16 = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_x^{\min} = 1.52 \text{ cm}^2 \\ A_a = A_t = 1.01 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} A_x > A_x^{\min} A_a \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Sens Y-Y

$$A_Y^{\min} = 0.8 \times 10^{-3} \times b \times h = 10^{-3} \times 0.8 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_Y^{\min} = 1.28 \text{ cm}^2 \\ A_a = A_t = 1.01 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} A_Y > A_Y^{\min} A_a \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions de non fragilité sont vérifiées dans les deux sens.

b. Diamètre minimale des barres :

On doit vérifier que : $\varphi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{160}{10} = 16 \text{ mm}$

$$\varphi = 10 \text{ mm} \leq 16 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée .}$$

c. Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

- Armatures // à L_x : $St = 15 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- Armatures // à L_y : $St = 15 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ condition vérifiée.

d. Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que $\tau_u = \frac{V^{\max}}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2f_{cj}}{1.5} \mid 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$

❖ Sens X-X

$$V_u = \frac{P}{3.ly} = \frac{24.86}{3 \times 1.8} = 4.60 \text{ KN}$$

Avec $P = q_u \times l_x \times l_y = 11.51 \times 1.2 \times 1.8 = 24.86$

❖ Sens Y-Y

$$V_u = \frac{P}{2.ly+lx} = \frac{24.86}{2 \times 1.8+1.2} = 3.76 \text{ KN}$$

Donc $\tau_u \leq \overline{\tau_u} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

e. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\Psi=1.5$ Pour les HA

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{0.9 d \Sigma u} \quad \text{Avec}$$

Σu : le périmètre des aciers

$$\Sigma u_i = n \times \phi \times \pi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 d \Sigma u_i} = \frac{23}{0.9 \times 0.13 \times 125.6} = 1.56 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \rightarrow$ Condition vérifiée.

6.6. Vérification à l'ELS

$$q_s = 8.25 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = 0.63 \rightarrow \mu_x = 0.0825 ; \mu_y = 0.508$$

a. Calcul des moments

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = M_{0x} = 0.0825 \times 8.25 \times 1.2^2 = 0.98 \text{ KNm}$$

$$M_{0y} = \mu_y q_u l_y^2 = M_{0y} = 0.508 \times 0.98 = 0.49 \text{ KN}$$

♦ Moment en travées

$$M_x^t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 0.98 = 0.73 \text{ KNm}$$

$$M_y^t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 0.49 = 0.36 \text{ KNm}$$

♦ Moment aux appuis

$$M_x^a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 0.98 = 0.49 \text{ KNm}$$

$$M_y^a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 0.49 = 0.24 \text{ KNm}$$

b. Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si les conditions suivantes sont satisfaites :

- la section est rectangulaire
- la nuance des aciers est de FeE400

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\text{Avec} \quad \mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

III.7. Les planchers

Les planchers sont les éléments horizontaux de la structure, capable de reprendre les charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs, aussi il isole les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Dans cet ouvrage, le calcul se fera pour un plancher en corps creux d'épaisseur **(16+4)**, repose sur des poutrelles préfabriquées, et disposer suivant le sens de la petite portée.

Les plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage de corps creux qui utilisée comme coffrage perdu et isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton armé de 4 cm d'épaisseur.

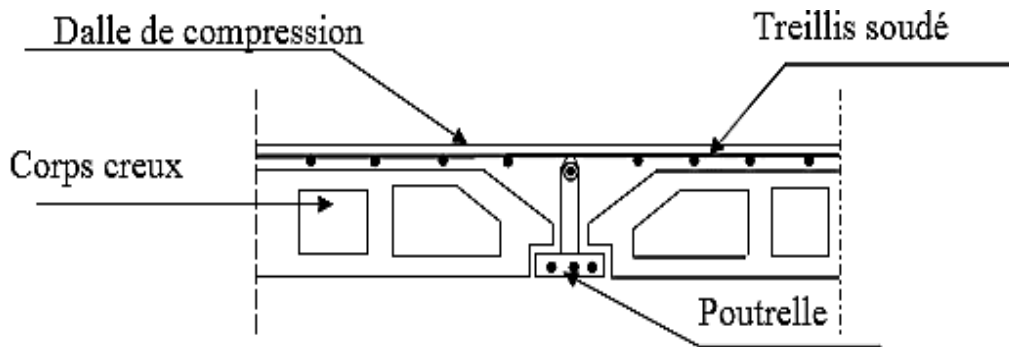


Figure III.29 : Coupe transversale dans un plancher en corps creux.

7.1. Ferrailage de la dalle de compression : [Art B 6.8.423 /BAEL 91 modifié 99] :

La dalle de compression sera coulée sur place et aura une épaisseur de 4cm, et armée d'un treillis soudé (TLE520), dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

A. Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

- $A_{\perp}$: en cm^2 par mètre linéaire.
- L : entre axe des poutrelles $L_x = 65 \text{ cm}$.
- f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e = 520 \text{ MPa}$.

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

Soit : $A_{\perp} = 4\text{HA5} = 0.78 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm.

B. Les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.78}{2} = 0.39 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 4\text{HA5} = 0.78 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm.

Conclusion : Pour le ferrailage de la dalle de compression, nous adopterons un treillis soudé (TLE250) de maille ($200 \times 200 \text{ mm}^2$).

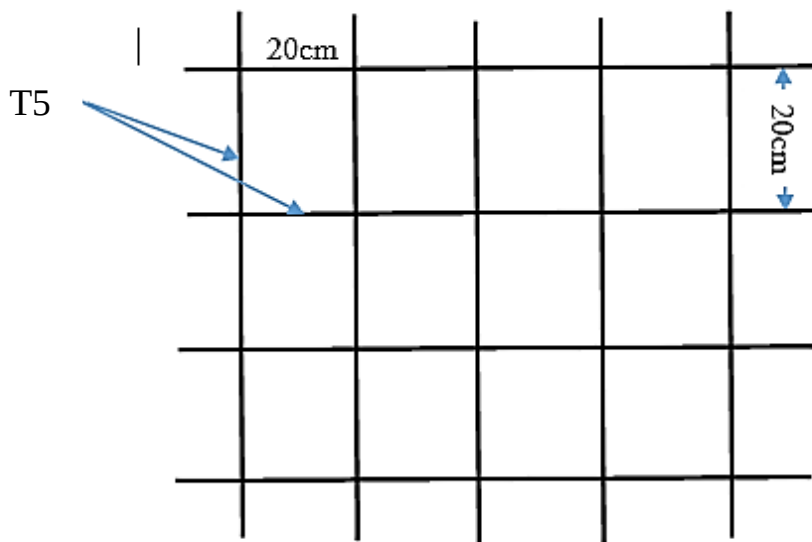


Figure III.30 : Treillis soudé (20×20) cm^2 .

7.2. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

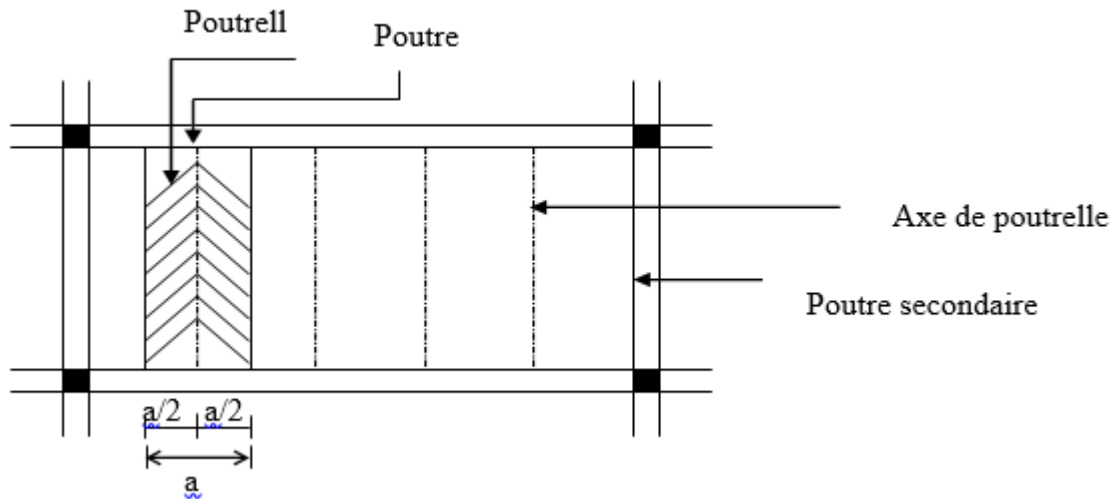


Figure III.31 : Surfaces revenant aux poutrelles.

7.3. Calcul avant colage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, et elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux qui est estimé à 0.95 kn/m^2 et le poids de l'ouvrier.

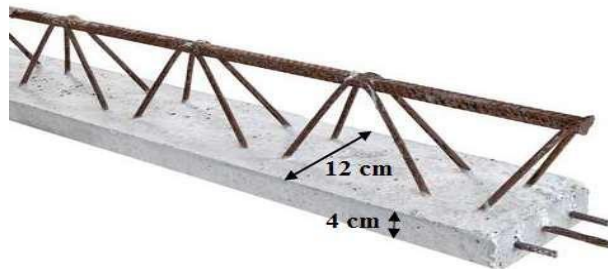


Figure III.32 : Exemple d'une poutrelle

A. Détermination des charges :

➤ Les charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 \times 1 = 0.12 \text{ kn/ml}$.

Poids propre du corps creux (16cm) : $G_2 = 0.65 \times 0.95 \times 1 = 0.62 \text{ kn/ml}$.

Donc $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ kn/ml}$.

➤ La charge d'exploitation :

Surcharge due à l'ouvrier $Q = 1 \text{ kn/ml}$.

B. Ferrailage à L'ELU :

Le calcul se fera pour la plus longue travée, $L=3.75\text{m}$.

➤ Combinaisons de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 1)$$

$$q_u = 2.5 \text{ kn/ml.}$$

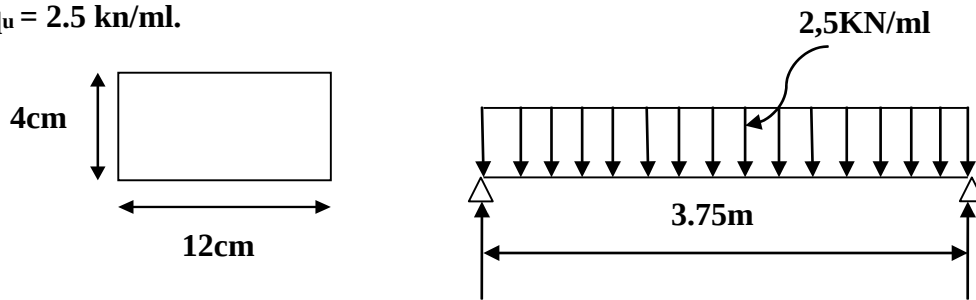


Figure III.33 : schéma statique de la poutrelle.

➤ Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.75^2}{8} = 4.39 \text{ kn.m}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant sur appuis :

$$H=4\text{cm}, C=2\text{cm}, B=12\text{cm}.$$

$$d=H-C=4-2=2\text{cm}.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.20 \text{ MPa.}$$

$$U_u = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{4.39 \times 10^6}{14.20 \times 120 \times 20^2} = 6.44$$

$$U_u > 0.392 \rightarrow \text{Donc section doublement armée.}$$

C. Conclusion :

Les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section des poutrelles est très réduite ($4\text{cm} \times 12\text{cm}$) il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais Intermediaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais 80 à 120 cm).

7.4. Après le colage de la dalle de compression :

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

A. Dimensionnement d la poutrelle :

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq (L - b_0)/2 \\ b_1 \leq L_1/10 \\ b_1 \leq L_1/3 \end{cases}$$

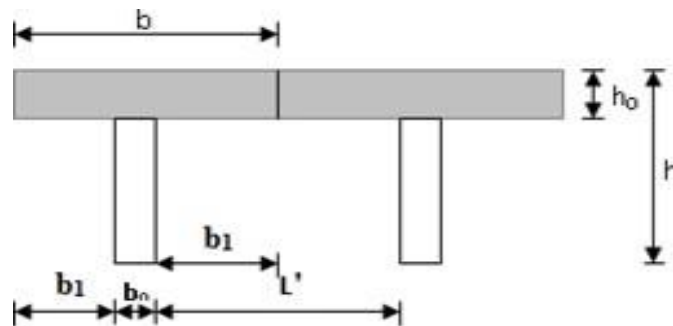


Figure III.34. : la poutrelle comme une section en T.

Avec :

L : distance entre axe de la poutrelle.

L_1 : portée de la plus grande travée telle que $L_1=3.75$ m.

b : la largeur de la table de compression.

b_0 : largeur de la nervure ($b_0= 12$ cm).

h : $16+4 = 20$ cm (hauteur de la dalle).

h_0 : 4cm (épaisseur de la dalle de compression).

C : 2 cm (enrobage).

d : 18 cm (la hauteur utile).

D'où : le largeur efficace de la table de compression :

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26.5\text{cm} \\ b_1 \leq \frac{375}{10} = 37.5\text{cm} \\ b_1 \leq \frac{375}{3} = 125\text{cm} \end{cases}$$

On prend : **$b_1=26.5$ cm**

Pour avoir : $b= 2b_1+b_0 = (2 \times 26.5) + 12 = 65$ cm.

B. Charges permanentes et les charges d'exploitation :**➤ Poids propre du plancher :**

-Etagé courant : $G = 5.16 \times 0.65 = 3.35 \text{ kn/ml}$.

-terrasse inaccessible : $G = 5.68 \times 0.65 = 3.69 \text{ kn/ml}$.

➤ Surcharges d'exploitation :

-Etagé à usage commercial : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ kn/ml}$.

-Etagé courant à usage d'habitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kn/ml}$.

-terrasse non accessible : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ kn/ml}$.

C. Les combinaisons de charges :**Tableau III.7 : combinaisons de charges.**

Plancher	ELU ($1.35G + 1.5Q$) (kn/ml)	ELS ($G + Q$) (kn/ml)
Plancher terrasse	5.95	4.34
Plancher étage Courant à usage habitation	5.98	4.32
Plancher à usage commercial	6.96	4.97

Remarque : pour nos calculs, on prend le cas le plus défavorable (plancher à usage commercial).

D. Choix de la Méthode de calcul :

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de caquot.
- Méthode de trois moments.

➤ **Vérification de la méthode forfaitaire (Art B.6.2.210 BAEL 91 modifier 99) :**

- $Q \leq \min (2G, 5 \text{ kn/m})$
 $2G = 2 \times 3.35 = 6.7 \text{ kn/m}$
 $Q = 1.625 \text{ kn/m}$.
 $Q < 5 \text{ kn/m} \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)}$.
- Fissuration est considérée comme non préjudiciable..... **(Condition vérifiée)**.
- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées..... **(Condition vérifiée)**.
- Les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{L_1}{L_2} = \frac{3.55}{3.75} = 1.25 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{L_2}{L_3} = \frac{3.75}{3.10} = 1.20 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

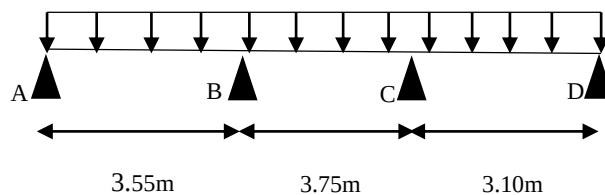
Conclusion :

Les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

7.5. Calcul des sollicitations :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

➤ **Poutrelle à 3 travées et à 4 appuis :**



Calcul de rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.625}{1.625 + 3.35} = 0.326$$

Nous aurons besoin pour nous calculer, les valeurs suivantes :

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.548$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.648$$

Calcul des moments isostatique :

$$M_{01} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6.96 \times 3.55^2}{8} = 10.96 \text{ kn.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6.96 \times 3.75^2}{8} = 12.23 \text{ kn.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6.96 \times 3.1^2}{8} = 8.36 \text{ kn.m}$$

Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 10.96 = 3.28 \text{ kn.m}$$

$$M_B = 0.5\max(M_{01}; M_{02}) = 0.5 \times 12.23 = 6.11 \text{ kn.m}$$

$$M_C = 0.5\max(M_{02}; M_{03}) = 0.5 \times 12.23 = 6.11 \text{ kn.m}$$

$$M_D = 0.3M_{03} = 0.3 \times 8.36 = 2.50 \text{ kn.m}$$

Calcul les moments en travées :

Travée AB : (travée de rive)

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

$$M_t^{AB} \geq \max\{11.50; 12.03\} - 4.69$$

$$M_t^{AB} \geq 7.34 \text{ kn.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_t^{AB} \geq 0.648 \times 10.96$$

$$M_t^{AB} \geq 7.10 \text{ kn.m}$$

On prend $M_t^{AB} \geq 7.34 \text{ kn.m}$

Travée BC : (travée intermédiaire)

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

$$M_t^{BC} \geq \max\{12.84; 13.42\} - 6.11$$

$$M_t^{BC} \geq 7.31 \text{ kn.m}$$

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

$$M_t^{BC} \geq 0.548 \times 12.23$$

$$M_t^{BC} \geq 6.70 \text{ kn.m}$$

On prend $M_t^{BC} \geq 7.31kn.m$

Travée CD : (travée de rive)

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

$$M_t^{CD} \geq \max\{8.77; 9.17\} - 4.30$$

$$M_t^{CD} \geq 4.87kn.m$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{03}$$

$$M_t^{CD} \geq 0.648 \times 8.36$$

$$M_t^{CD} \geq 5.41 kn.m$$

On prend $M_t^{CD} \geq 5.41kn.m$

➤ **Diagrammes des moments fléchissant à L'ELU :**

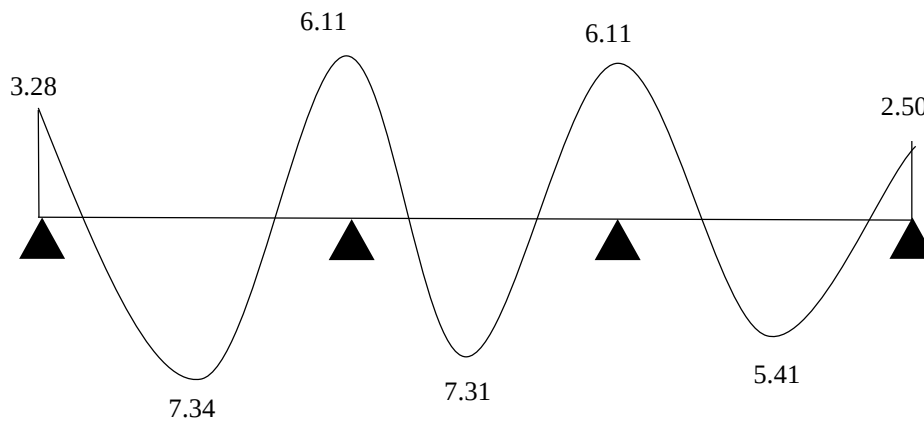


Figure III.35: Diagramme de moment à L'ELU(Kn.m).

Calcul des efforts tranchants:

Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{6.96 \times 3.55}{2} + \frac{-6.11 + 3.28}{3.55} = 11.56kn$$

$$T_B = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{-6.96 \times 3.55}{2} + \frac{-6.11 + 3.28}{3.55} = -13.14kn$$

Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{6.96 \times 3.75}{2} + \frac{-6.11 + 6.11}{3.75} = 13.05kn$$

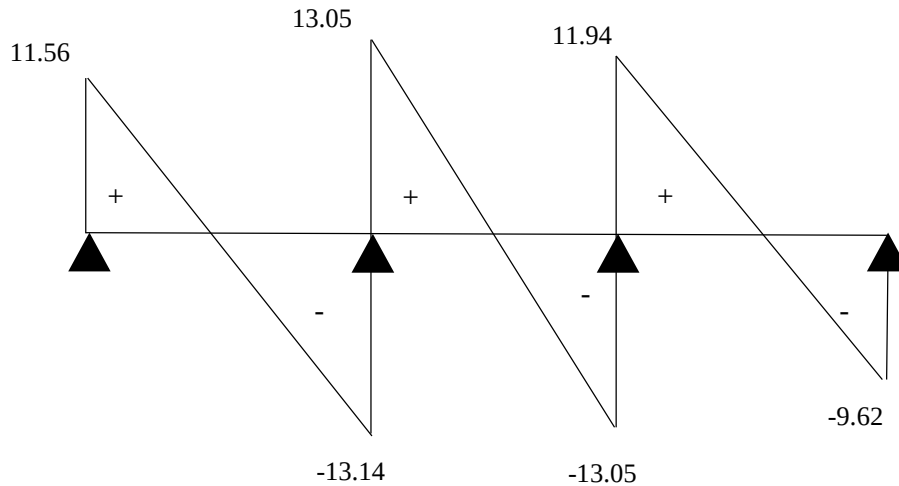
$$T_C = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{-6.96 \times 3.75}{2} + \frac{-6.11 + 6.11}{3.75} = -13.05kn$$

Travée CD :

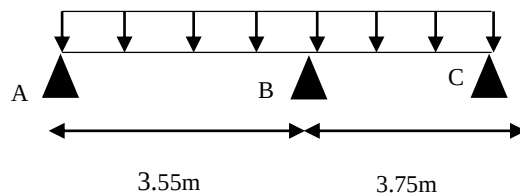
$$T_C = \frac{6.96 \times 3.1}{2} + \frac{-2.5 + 6.11}{3.1} = 11.94 \text{ kn}$$

$$T_C = \frac{-6.96 \times 3.1}{2} + \frac{-2.5 + 6.11}{3.1} = -9.62 \text{ kn}$$

➤ **Diagrammes des efforts tranchants à L'ELU :**



➤ **Poutrelle à 2 travées et à 3 appuis :**



Calcul des moments isostatique :

$$M_{01} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6.96 \times 3.55^2}{8} = 10.96 \text{ kn.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6.96 \times 3.75^2}{8} = 12.23 \text{ kn.m}$$

Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 10.96 = 3.28 \text{ kn.m}$$

$$M_B = 0.6 \max(M_{01}; M_{02}) = 0.6 \times 12.23 = 7.33 \text{ kn.m}$$

$$M_C = 0.3 M_{02} = 0.5 \times 12.23 = 3.66 \text{ kn.m}$$

Calcul les moments en travées :**Travée AB :**

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

$$M_t^{AB} \geq \max\{11.50; 12.03\} - 5.30$$

$$M_t^{AB} \geq 6.73 \text{ kn.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_t^{AB} \geq 0.648 \times 10.96$$

$$M_t^{AB} \geq 7.10 \text{ kn.m}$$

On prend $M_t^{AB} \geq 7.1 \text{ kn.m}$

Travée BC : (travée intermédiaire)

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

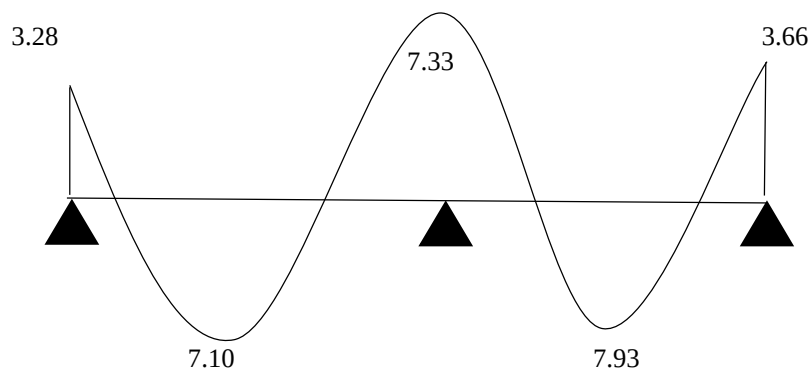
$$M_t^{BC} \geq \max\{12.84; 13.42\} - 5.49$$

$$M_t^{BC} \geq 7.93 \text{ kn.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{02}$$

$$M_t^{BC} \geq 7.92 \text{ kn.m}$$

On prend $M_t^{BC} \geq 7.93 \text{ kn.m}$

➤ Diagrammes des moments fléchissant à L'ELU :**Calcul des efforts tranchants :****Travée AB :**

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{6.96 \times 3.55}{2} + \frac{-7.33 + 3.28}{3.55} = 11.20 \text{ kn}$$

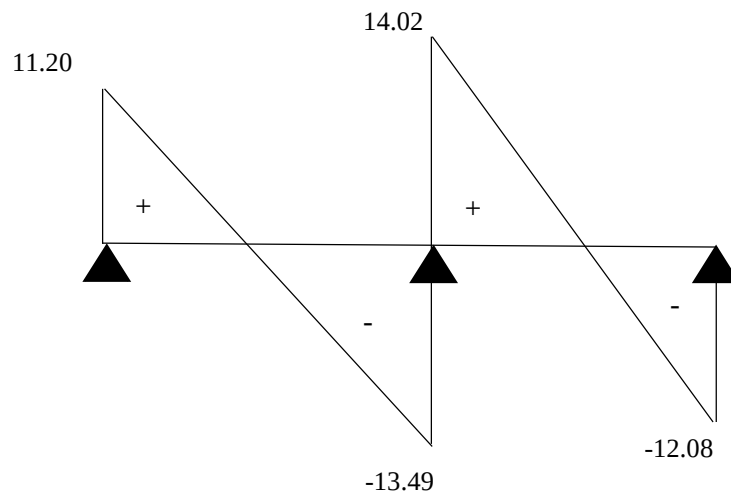
$$T_B = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{-6.96 \times 3.55}{2} + \frac{-7.33 + 3.28}{3.55} = -13.49 \text{ kn}$$

Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{6.96 \times 3.75}{2} + \frac{-3.66 + 7.33}{3.75} = 14.02 \text{ kn}$$

$$T_C = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{-6.96 \times 3.75}{2} + \frac{-3.66 + 7.33}{3.75} = -12.08 \text{ kn}$$

➤ **Diagrammes des efforts tranchants à L'ELU :**



7.6. Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage sera calculé avec les moments max en travée et aux appuis.

A. Calcul des Armatures longitudinales :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t = 7.93 \text{ KN.m} \quad M_a = 7.33 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée 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 :

Moment équilibré par la table de compression M_0 , position de l'axe neutre

$$M_0 = b h_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \text{ avec } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 7.93 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, la section en Té à calculer sera donc considérer comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.

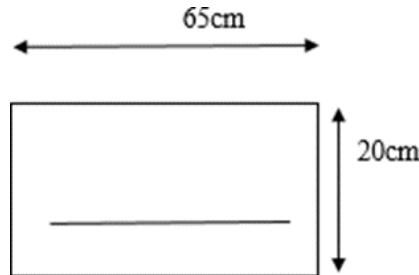


Figure III.36 : section rectangulaire de $(20 \times 65) \text{ cm}^2$

Calcul μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_{t\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.93 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.026$$

$$\mu_u = 0.026 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée).}$$

$$\mu_u = 0.026 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_{st} = \frac{M_{t\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.93 \times 10^6}{0.987 \times 180 \times \frac{400}{1.15}} = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

Calcul μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_{a\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.33 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.132$$

$$\mu_u = 0.132 < \mu_1 = 0.392$$

$$\mu_u = 0.132 \rightarrow \beta = 0.929$$

$$A_{st} = \frac{M_{amax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.33 \times 10^3}{0.929 \times 18 \times 348} = 1.25 \text{ cm}^2$$

Soit : **2HA10 = 1.57 cm²**

B. Armatures transversales : (Art A7.2, 2/BAEL91modifié99) :

$$\phi_t \leq \min \left\langle \frac{h}{35} \mid \phi_1 \mid \frac{b_0}{10} \right\rangle$$

ϕ_t : diamètre des armatures transversales.

ϕ_1 : diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left\langle \frac{20}{35} \mid 1 \mid \frac{12}{10} \right\rangle$$

$$\phi_t \leq \min \langle 0,571 \mid 1 \mid 1,2 \rangle$$

$$\phi_t = 0,571 \text{ cm} \approx 6 \text{ mm}$$

On choisit un cadre Ø8 avec **As = 2HA8 = 1,01 cm²**.

B.1 Espacement des armatures transversales :

Est donnée par le règlement (Art A.5.1,23/BAL91modifié99) :

$$S_t \leq \min \{0,9d \mid 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{16,2 \text{ cm} \mid 40 \text{ cm}\}$$

On prend : **St = 15 cm.**

7.7. Vérifications à l'ELU

A. Condition de non fragilité du béton et de la section minimale : (Art A.4.2, 1 BAEL91 modifié 99) :

➤ **Aux appuis :**

Nous devons vérifier que :

$$A_{st} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.261 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.261 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

Nous devons vérifier que :

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

$$A_{st} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.412 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.412 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

B. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL91 modifié 99) :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{14.02 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.64 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \right) = \min(3.33; 5)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a aucun risque de cisaillement.

C. Vérification d'adhérence et d'entraînement des Barres (Art 6.1, 3 BAEL91 modifiée 99) :

Pour qu'il n'y aura pas d'entraînement des barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\psi_s = 1, 5 \text{ coefficient scellement HA.}$$

➤ **Aux appuis:**

$$\sum u_i = n\pi\phi = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.02 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.37 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.02 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.91 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

D. Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.1.3, 13 BAEL91 modifiée 99) :

On doit vérifier que :

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

$$V_u^{max} \leq 0.4 \times 120 \times 0.9 \times 180 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3}$$

$$V_u^{\max} = 14.02 \text{ kN} < 129.6 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

E. L'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales : (A.5.1.312 BAEL91 modifié 99) :

$$A \geq \left(T_{\max} - \frac{M_{a\max}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(14.02 \times 10^3 - \frac{7.33 \times 10^6}{0.9 \times 180} \right) \frac{1.15}{400} = -0.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2 > -0.89 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

→ **Donc les armatures calculées sont suffisantes.**

F. Ancrage des armatures (Art 6.1.221 BAEL 91 modifié 99) :

$$L_s = \emptyset \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

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

On prend : **$L_s = 40 \text{ cm}$**

Les règles de BAEL (Art A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la portée encrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale $0.4L_s$ pour les aciers HA.

$L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$; Nous adoptons des crochets à 45° avec une longueur **$L_c = 20 \text{ cm}$** .

7.8. Vérifications à l'ELS

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts interne à l'ELS.

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.96 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 4.97 \text{ KN/ml}$$

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t = 5.63 \text{ KN.m} \quad M_a = 5.20 \text{ KN.m} \quad T_{\max} = 9.95 \text{ KN}$$

A. État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures selon (Art A.4.5,3/BAEL 91 modifié 99).

B. État limite de compression du béton :**➤ En travée :**

$$M_t^{\max} = 5.63 \text{ KN.m}$$

-La contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1.09 \quad \beta_1 = 0.860 \quad \alpha_1 = 0.420$$

$$K_1 = 20.71$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{5.63 \times 10^6}{0.860 \times 18 \times 2.36 \times 10^3} = 154.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 154.10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

-La contrainte de compression dans le béton:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{154.10}{20.71} = 7.44 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis:

$$M_a^{\max} = 5.20 \text{ KN.m}$$

-La contrainte dans les aciers :

$$\rho_2 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.72 \quad ; \quad \beta_1 = 0.877$$

$$K_1 = 25.65$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{5.20 \times 10^6}{0.877 \times 18 \times 1.57 \times 10^3} = 209.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 209.81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

-La contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{209.81}{25.65} = 8.17 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

C. État limite de déformation :

Les règles (Art.B.6.5,2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée entre nus d'appuis.

b₀: largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

M₀: Moment isostatique maximum.

M_t: Moment max en travée.

$$\frac{20}{375} = 0.053 < \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut procéder au calcul de la flèche.

➤ Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \overline{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

f : flèche admissible.

E_v : Module de la déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa.}$$

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

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

I₀ : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section

$$I_0 = \frac{b_0(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left(\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right) + n \times A_{st}(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

Avec :

S_{xx}: moment statique par rapport à l'axe xx passant par le centre de gravité de la section.

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

$$S_{xx} = 12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18$$

$$S_{xx} = 3461.2 \text{ cm}^3$$

B_0 = la section homogénéisée.

$$B_0 = b_0(h - h_0) + bh_0 + 15A_{st}$$

$$B_0 = 12(20 - 4) + (65 \times 4) + (15 \times 2.36)$$

$$B_0 = 487.4 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{3461.2}{487.4} = 7.10 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 12.9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12(7.1^3 + 12.9^3)}{3} + (65 - 12)4 \left(\frac{4^2}{12} + \left(7.1 - \frac{4}{2} \right)^2 \right) + 15 \times 2.36(12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20021.05 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

ρ = le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.01 \quad ; \quad \beta = 0.982$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{12}{65}) 0.010} = 1.68$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{5.63 \times 10^6}{0.982 \times 180 \times 236} = 134.96 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 134.96 + 2.1} = 0.51$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 20021.05}{1 + (1.68 \times 0.51)} = 11904.40 \text{ cm}^4$$

Au final :

$$f = \frac{M_{tx} L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{5.63 \times 10^6 \times 3750^2}{10 \times 10818.86 \times 11904.40 \times 10^4} = 6.14 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3750}{500} = 7.5 \text{ mm}$$

$$f = 6.14 \text{ mm} < \bar{f} = 7.5 \text{ mm} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat limite Ultime sont suffisantes, alors les poutrelles seront ferrillées comme suit :

- Appuis : 2HA10
- En travée : 3HA10
- Armatures transversales : 2HA8

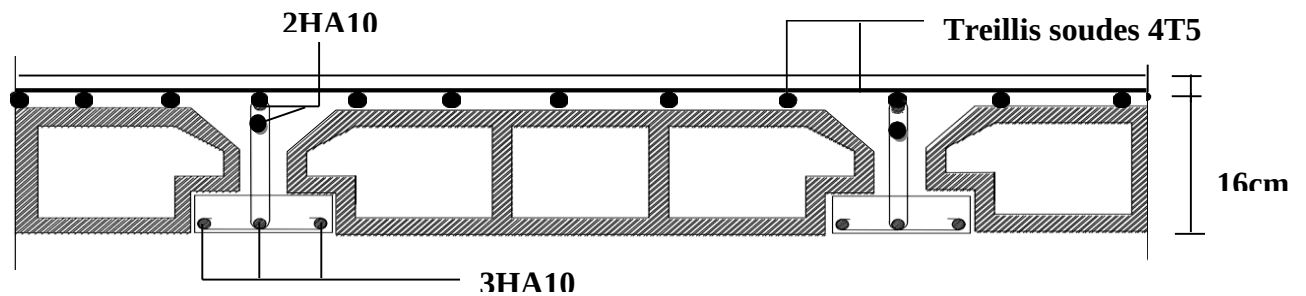


Figure III.37 : Ferrailage du plancher.

Chapitre IV

Modélisation sur ETABS

Introduction

L'analyse dynamique d'une structure est essentielle pour évaluer son comportement face aux séismes. Étant donné la complexité des calculs à effectuer, l'utilisation de logiciels comme ETABS, basés sur la méthode des éléments finis, permet de modéliser efficacement la structure et d'obtenir des résultats précis. Cette étape est indispensable pour garantir la sécurité des constructions selon les exigences du règlement parasismique (RPA).

IV-1 : Description DU LOGICIEL ETABS

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil, basé sur la méthode des éléments finis. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments suivant les différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.) grâce à une interface graphique unique. Il permet aussi : la prise en compte des propriétés des matériaux, le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme, la visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc. ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000* et *SAFE*).

IV-2- ETAPES de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées de la façon suivante :

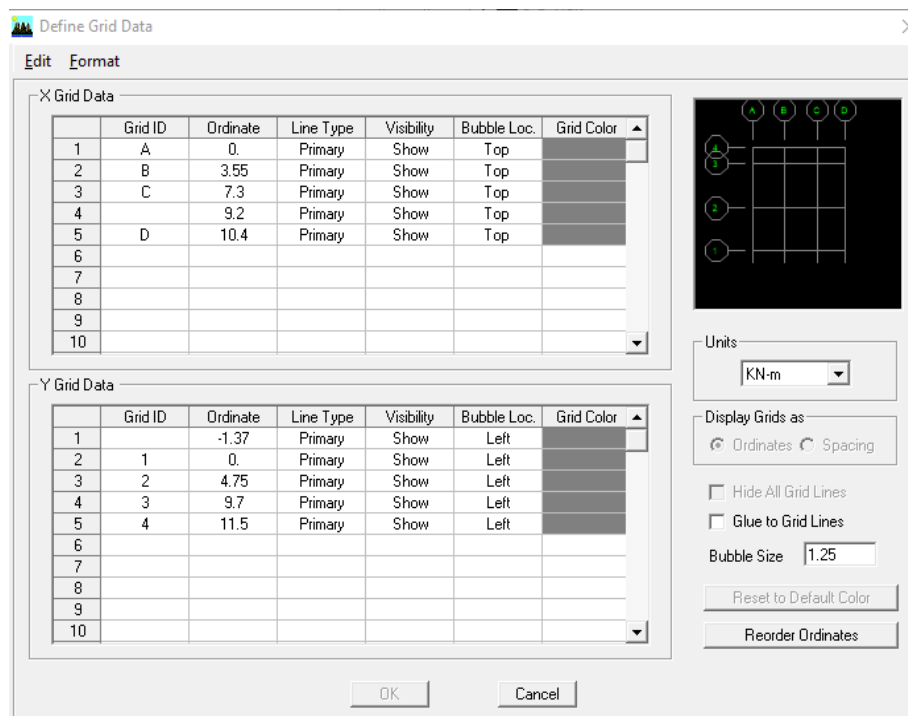
- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4- Définition des charges statiques (G, Q).
- 5- Chargement des éléments.
- 6- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 7- Définition de la charge sismique E.
- 8- Introduction des combinaisons d'actions.
- 9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 10-Déroulement de l'analyse.

IV-2-1 : Introduction de la géométrie du modèle

- a- **Choix des unités** : c'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne (**KN.m**)



- b- **Géométrie de base** : on clique sur :
File → **New model** → **No** → **Custom grid spacing** → **Edit grid**



IV-2-2 : Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux béton et acier, on clique sur :

Define → **Material properties** → **conc** → **Modify/Show Material**

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

Material Property Data

Material Name BETON		Display Color Color 	
Type of Material ☒ Isotropic ☐ Orthotropic		Type of Design Design Concrete	
Analysis Property Data		Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	
Mass per unit Volume	2.5	Specified Conc Comp Strength, f'c	25000.
Weight per unit Volume	25.	Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000.
Modulus of Elasticity	32164200.	Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000.
Poisson's Ratio	0.2	☐ Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06	Shear Strength Reduc. Factor	
Shear Modulus	13401750.		
OK		Cancel	

IV-2-3 : Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...):

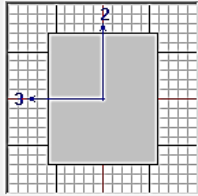
La troisième étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles).

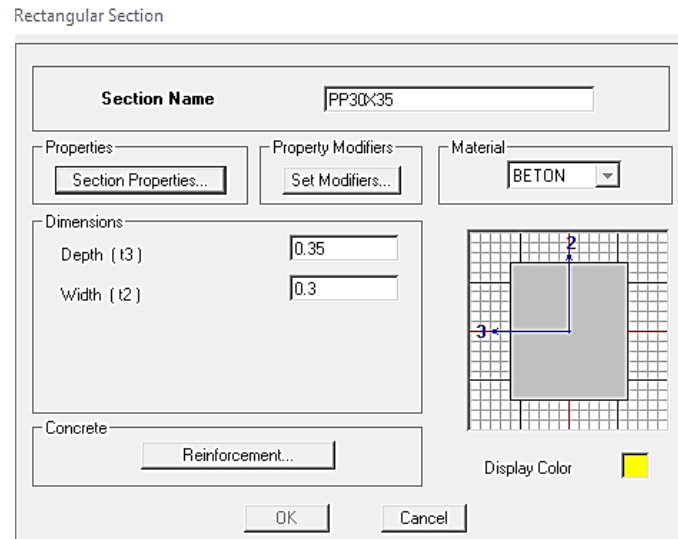
On commence par les poutres principales (PP) puis les poutres secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

Define → Frame sections → Add rectangular.

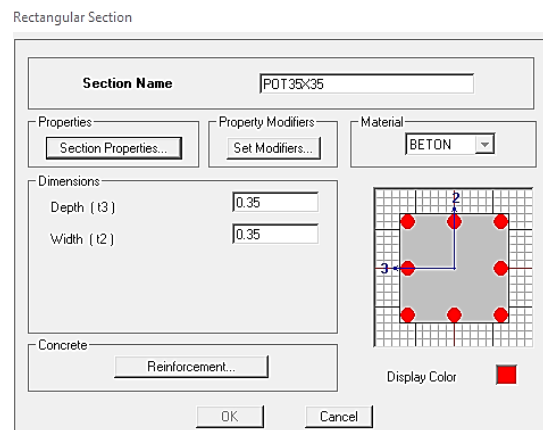
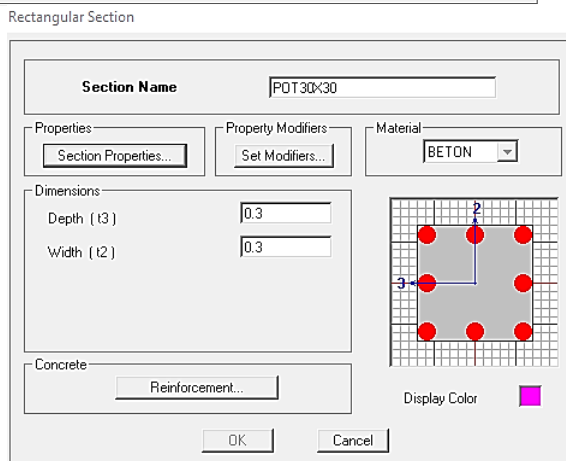
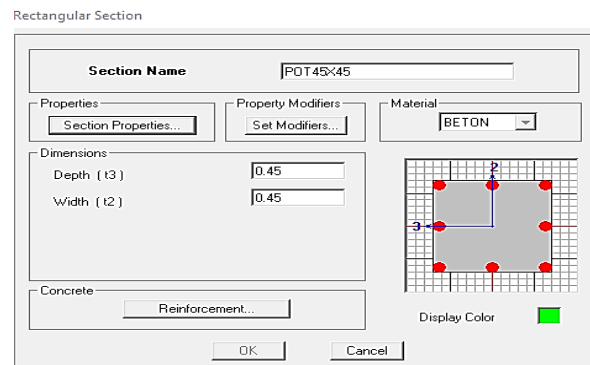
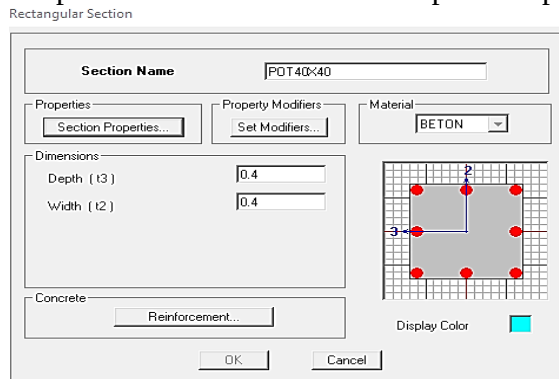
Rectangular Section

Section Name PSPC25X30	
Properties Section Properties...	Property Modifiers Set Modifiers...
Material BETON	
Dimensions	
Depth (t3)	0.3
Width (t2)	0.25
Concrete Reinforcement...	
Display Color ☐	
OK Cancel	





On procède de la même manière pour les poteaux.



Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : Les planchers, les dalles pleines (DP), les voiles et les balcons.

On commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

Define → **wall/slab** → **Add New slab** (Pour les dalles pleines et planchers).

Define → **wall/slab** → **Add New wall** (Pour les voiles).

IV-2- 4: Définition des charges statiques (G, Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (**G**) et des charges d'exploitations (**Q**), pour les définir on clique sur:

Define→ **Static Load Cases**

Define Static Load Case Names

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
G	DEAD	1	
G	DEAD	1	
Q	LIVE	0	

IV-2-5 : Chargement des éléments :

Après sélection de l'élément à charger on procède comme suit :

Assign→ **frame/line loads** (Pour les éléments barres).

Define→ **shell/area loads**..... (Pour les éléments plaques).

IV-2-6 : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003 :

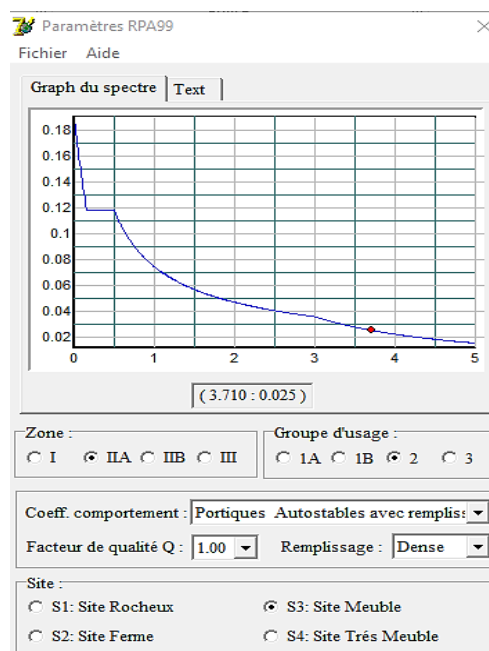
Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre T.

Données à introduire dans le logiciel :

- Zone sismique : **IIa**
- Groupe d'usage : **2**
- Coefficient de comportement global du bâtiment en fonction du système de contreventement donné par le tableau 4.3 RPA2003 on prend **R=5** ; qu'on doit le justifier par la suite.
- Pourcentage d'amortissement critique $\xi = 10\%$: Remplissage (Dense, béton armé/maçonnerie)
- Site : meuble **S3**
- Facteur de qualité : **Q** donné par le RPA2003 par la formule (4-4)

$Q = 1 + \sum p_q$ Avec : p_q c'est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q (tableau 4.4 RPA2003).

On prend : **Q=1**



IV-2-7 : Définition de la charge sismique E.

Pour définir les charges sismiques EX et EY on doit d'abord injecter le spectre dans le logiciel ETABS on cliquant sur : **Define** → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file**

Response Spectrum Function Definition

Function Name: Function Damping Ratio:

Function File:

File Name: Browse...

Header Lines to Skip:

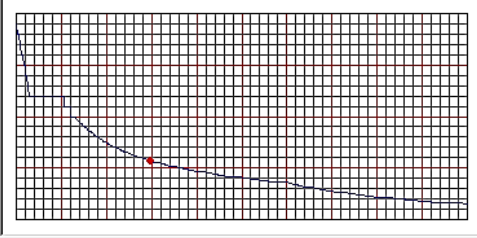
Convert to User Defined View File

Values are:

☐ Frequency vs Value

☒ Period vs Value

Function Graph:



Display Graph (1.4874 , 0.057)

OK Cancel

Une fois que le spectre est définie, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on cliquant sur : **Define → Response Spectrum cases Add New Spectrum**

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name:

Structural and Function Damping:

Damping:

Modal Combination:

☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC

f1: f2:

Directional Combination:

☒ SRSS ☐ ABS

☐ Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra:

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	RPA	9.81
UZ		

Excitation angle:

Eccentricity:

Ecc. Ratio (All Diaph.):

Override Diaph. Eccen.

OK Cancel

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name:

Structural and Function Damping:

Damping:

Modal Combination:

☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC

f1: f2:

Directional Combination:

☒ SRSS ☐ ABS

☐ Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra:

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPA	9.81
U2		
UZ		

Excitation angle:

Eccentricity:

Ecc. Ratio (All Diaph.):

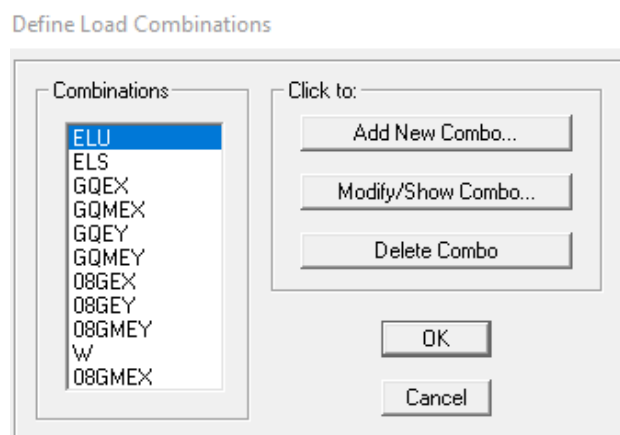
Override Diaph. Eccen.

OK Cancel

IV-2-8 : Introduction des combinaisons d'actions :**Combinaisons aux états limites :**ELU : $1.35G+1.5Q$ ELS : $G+Q$ **Combinaisons accidentelle du RPA :**GQE : $G+Q\pm E$ 08GE : $0.8G\pm E$ **Combinaison poids :** $G+0.2Q$

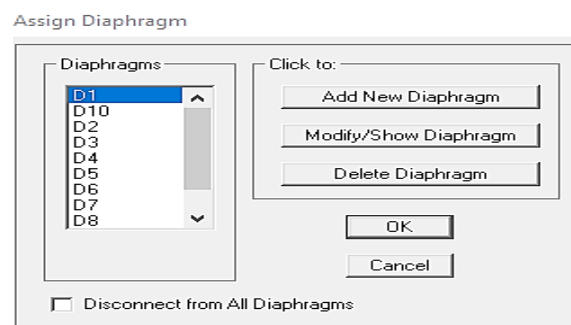
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → Load Combinations → Add New Combo.

**IV-2-9 : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :****- Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel. On sélectionne le premier plancher puis on clique sur :

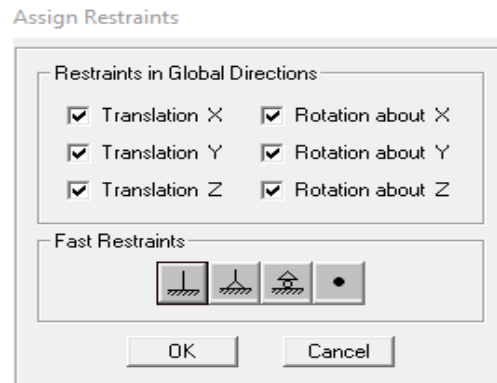
Assign → Joint/point → Diaphragm → Add New Diaphragm



- **Appuis :**

On doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne les nœuds de la base puis on clique sur :

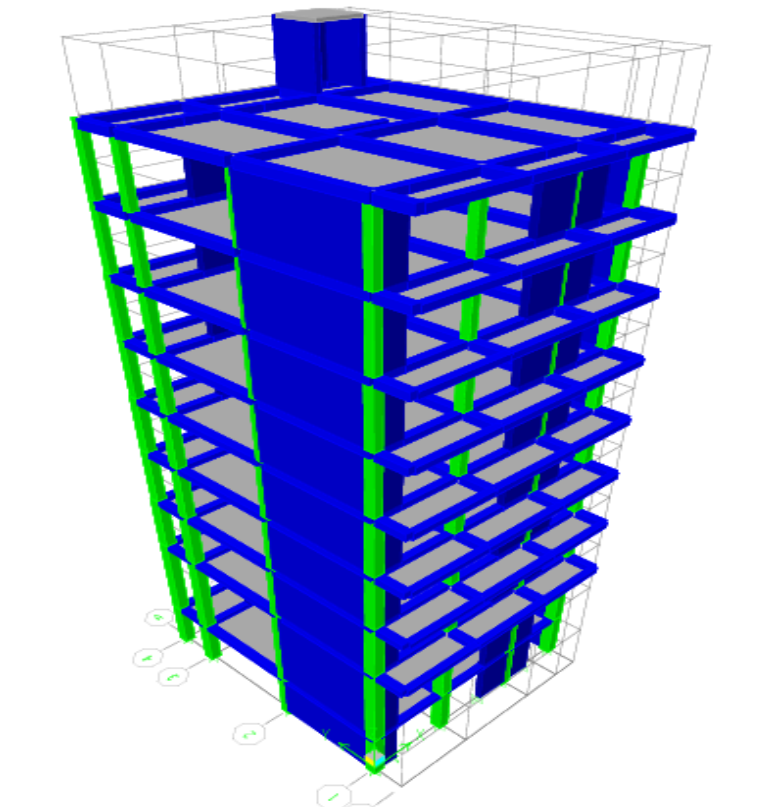
Assign→ Joint/point→ Restraints



IV-2-10 : Déroulement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur :

Analyze→ Run Analysis



Chapitre V

Vérification des exigences du RPA

Introduction

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante, affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des Constructions.

Pour cela le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien (**RPA99) version 2003 [01]** exigent la satisfaction des conditions suivantes :

V-3-Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens :

- ✓ Le pourcentage de la masse participante
- ✓ Justification de l'interaction voiles portique
- ✓ Vérification de l'effort tranchant à la base
- ✓ Vérification des déplacements relatif
- ✓ Vérification de l'effet P-delta
- ✓ Vérification de l'effort normal réduit

a) Calcul de la période empirique T : RPA version 2003 : page 31 formule 4.6.

La période empirique :

$$T = \min \left(C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} ; 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par **le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)**.

D : est la dimension du bâtiment mesuré à la base dans la direction de calcul considéré. Dans notre cas $D_x = 10.75$ m et $D_y = 11.8$ m

Donc : $T = 0.05 \times (31.62)^{\frac{3}{4}} = 0.666$ s

$$T_{2x} = \frac{0.09 \times 31.62}{\sqrt{10.75}} = 0.879s$$

$$T_{2y} = \frac{0.09 \times 31.62}{\sqrt{13.08}} = 0.786 s$$

$$T_{empirique} = \min (0.666; 0.879; 0.786)$$

$$T_{empirique} = 0.666s$$

Selon l'article 4.2.4 du RPA99/version 2003 :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Calcul de la période empirique majorée

Après majoration de la période de 30 % on a :

$$T_{maj} = 1.3 \times 0.666 = 0.865 s$$

T_{maj} : la période majorée

Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci- après : **Display** —→ **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results —→ **modal information** —→ **Building Modal**

Information —→ **Modal Participating Mass Ratios**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combos**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Ensuite, on relève la valeur de la période en fonction du premier mode

Mode 01 : **T = 0.721 s**

Conclusion :

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée). Donc : La période est vérifiée

b) Pourcentage de la participation de la masse modale :

D'après l'article 4.2.4 RPA99/v2003 [2], 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.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure
- Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Tableau V.1 : Période fondamentale et taux de participation massique.

Modal Participating Mass Ratios								
Edit View		Modal Participating Mass Ratios						
	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
	1	0,721600	69,2465	0,0044	69,2465	0,0044	0,8787	0,8787
	2	0,519907	0,0001	64,5206	69,2465	64,5250	1,7756	2,6543
	3	0,426777	0,5344	1,8316	69,7809	66,3566	65,0971	67,7514
	4	0,181214	15,6411	0,0154	85,4220	66,3720	0,0911	67,8425
	5	0,109592	0,1589	16,7110	85,5809	83,0830	2,2193	70,0618
	6	0,096247	0,0947	2,7633	85,6755	85,8463	16,1467	86,2085
	7	0,076873	5,0820	0,0338	90,7575	85,8801	0,0006	86,2091
▶	8	0,045535	0,0181	5,0995	90,7756	90,9796	0,8140	87,0232
	9	0,043409	1,6500	0,2134	92,4255	91,1930	0,9743	87,9975
	10	0,041371	0,9764	0,5739	93,4019	91,7669	3,5873	91,5848
	11	0,032026	0,3100	0,0016	93,7120	91,7685	0,4890	92,0738
	12	0,026976	2,0546	0,1264	95,7666	91,8949	0,1243	92,1980

♦ Le premier mode de vibration est : **une translation suivant l'axe X-X,**

Il mobilise 69.24 % de la masse.> 50%

♦ Le deuxième mode de vibration est : **une translation suivant l'axe Y-Y,**

Il mobilise 64.52% de la masse.> 50%

Le troisième mode de vibration est : **rotation suivant Z-Z. Il n'y a pas de torsion.**

Il mobilise 65.09 % de la masse.> 50%

Nombres de modes propres (Article 4.3, 4 RPA 2003)

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soit égales au moins à 90% de la masse totale de la structure. Dans notre cas le nombre de modes à retenir est : **08 modes.**

6ème mode → Sens X-X : 90.77% > 90% → **Condition vérifiée.**

Sens Y-Y : 91.97 % > 90% → **Condition vérifiée.**

c) Justification du système de contreventement :

Cette étape a pour but de répartir les charges horizontales et verticales entre les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur du coefficient de comportement R. Les efforts horizontaux sont déterminés à l'aide du logiciel ETABS en choisissant les combinaisons de charges appropriées. Par la suite, le coefficient de comportement R est attribué selon les catégories du Tableau 4.3 du RPA 99.

$$\% N_{voiles} = \frac{N_{voiles}}{N_{Tot}} \times 100$$

$$\% N_{portique} = 100 - \% N_{voiles}$$

Les résultats de vérification (résultat etabs) sont donnés dans les tableau suivants :

- Charge horizontale :

Sens X-X :

Tableau V.2 : Justification de l'interaction voiles portiques dans le sens x-x

Niveau	Charge totales	Charges voiles	Voile %
ETG 7	199.0748	131.7628	66.187
ETG 6	347.2025	287.4861	82.800
ETG 5	564.8777	470.203	83.239
ETG 4	650.9348	518.9026	79.716
ETG 3	719.9211	596.3054	82.829
ETG 2	772.4835	611.55	79.166
ETG 1	830.1898	769.4894	92.688
RDC	843.0115	759.3194	90.072
S.SOL	845.6311	761.8452	90.0919

Au niveau de la base, on a : 845.6311 KN $\rightarrow$ 100%

$$761.8452 \quad \text{KN} \rightarrow X$$

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{845.6311 \times 100}{761.8452} = \mathbf{90.09 \%}$$

Donc : Effort repris par les voiles = **90.09%**

Effort repris par les portiques = **9.91 %**

Sens Y-Y :

Tableau V.3 : Justification de l'interaction voiles portiques dans le sens y-y

Niveau	Charge totales	Charges voiles	Voile %
ETG 7	438.9098	405.7552	92.446
ETG 6	439.3727	406.421	92.500
ETG 5	702.962	655.3399	93.225
ETG 4	800.0083	734.7827	91.846
ETG 3	885.9944	833.1934	94.040
ETG 2	949.3541	881.7736	92.881
ETG 1	1022.3557	999.2294	97.737
RDC	1031.9275	988.0421	95.747
S.SOL	1033.845	989.9582	95.754

Au niveau de la base, on a : 1033.845 KN $\rightarrow$ 100%

$$989.9582 \quad \text{KN} \rightarrow X$$

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{989.9582 \times 100}{1033.845} = \mathbf{95.75 \%}$$

Donc : Effort repris par les voiles = **95.75%**

Effort repris par les portiques = **4.25 %**

- Charge verticale :

Sens Z-Z :

Tableau V.4 : Justification de l'interaction voiles portiques poids

Niveau	Charge totales	Charges voiles	Voile %
RDC	3459.5	1753.0493	50.673
S.SOL	3462.998	1756.5469	50.723

Au niveau de la base, on a : 3462.998 KN $\rightarrow$ 100%

1756.5469 KN $\rightarrow$ X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{1756.5469 \times 100}{3462.998} = \mathbf{50.72 \%}$$

Donc : Effort repris par les voiles = **50.72%**

Effort repris par les portiques = **49.28 %**

Conclusion :

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales et presque la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5** (structure à voiles porteurs).

d) Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V. 2003 / Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

✓ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

(Formule 4.1, RPA 99)

Détermination des paramètres :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Zone sismique : II a

Groupe d'usage : 2

→ **A = 0.15**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

T₂ : est la période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau (4.7 RPA99/2003)

On a : site meuble S3

Donc : **T₂ = 0.5 s**

η : est facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4.3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

ξ (%) : coefficient d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de la structure et de dense

L'importance du remplissage donné par le tableau (4.2 RPA99/2003)

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques, donc on prend **$\xi = 10$ %**

$$\text{D'où : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = \mathbf{0.763} > \mathbf{0.7}$$

Dans notre cas :

$$D = 2.5 (0.763) \left(\frac{0.5}{0.865} \right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

$$D = 1.32 s$$

✓ Poids de la structure : $W_t = 11308.78 \text{ KN}$

R : coefficient de comportement dépendant du type du système de contreventement de la structure, sa valeur est donnée par le Tableau 4-3 du RPA99 ; dans notre cas, on a une structure en béton armé à contreventement mixtes portiques/voiles avec interaction,

R = 3.5

✓ Facteur de qualité (Q)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Les conditions minimales sur les files de contreventement ;
- La redondance en plan ;
- La régularité en plan ;
- La régularité en élévation ;
- Le contrôle de la qualité des matériaux ;
- Le contrôle de l'exécution des travaux ;

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

Tableau V.5 : critères du facteur de qualité.

Critères	Observé (Oui / Non)	Valeur des P_q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0
2- Redondance en plan	Oui	0
3- Régularité en plan	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0
6- Contrôle de qualité de l'exécution	Oui	0

On prend : $Q = 1.00$

✚ Résultats de calcul à la base de la structure :

➤ **Méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T = \frac{0.15 \times 1.32 \times 1.05}{3.5} \times 11308.78$$

$$V = 671.74 \text{ KN}$$

➤ **Méthode modale spectrale :**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur : Select cases/combo... OK → OK On suit les étapes suivantes :

On choisit la valeur maximale (All) dans chaque sens :

$$\begin{cases} V_x = 845.74 \text{ KN} \\ V_y = 1044.09 \text{ KN} \end{cases}$$

Comparaison des résultats :

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

Sens longitudinal :

$$V_x = 845.74 \text{ KN} > 0.8 V = 537.392 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal :

$$V_y = 1044.09 \text{ KN} > 0.8 V = 537.392 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification des déplacements relatif :

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est donnée par :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec :

$$\Delta_k < 1 \% h_e$$

He : hauteur de l'étage considéré

Les résultats des déplacements suivant les deux sens sont calculés par le logiciel ETABS

Dans le sens longitudinal :

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display** → **show tables** → **result / déplacement / diaphragm center of mass displacement**

Pour extraire les déplacements en choisissant la combinaison nécessaire (**Ex** ou **Ey**)

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Sens X-X :

Tableau V.6 : vérification du déplacement relatif obtenue dans le sens X

Story	Diaphragm	Load	δ_{ek}	R	$\delta_k = R\delta_{ek}$	$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%He	Conclusion
TER	D9	EX	0.0155	3.5	0.05425	0.0056	0.0306	cv
ET6	D8	EX	0.0139	3.5	0.04865	0.00665	0.0306	cv
ET5	D7	EX	0.012	3.5	0.042	0.007	0.0306	cv
ET4	D6	EX	0.01	3.5	0.035	0.007	0.0306	cv
ET3	D5	EX	0.008	3.5	0.028	0.007	0.0306	cv
ET2	D4	EX	0.006	3.5	0.021	0.007	0.0306	cv
ET1	D3	EX	0.004	3.5	0.014	0.00595	0.0306	cv
RDC	D2	EX	0.0023	3.5	0.00805	0.00665	0.048	cv
S.SOL	D1	EX	0.0004	3.5	0.0014	0.0014	0.027	cv

Sens Y-Y :

Tableau V.7 : vérification du déplacement relatif obtenue dans le sens Y.

Story	Diaphragm	Load	δ_{ek}	R	$\delta_k = R\delta_{ek}$	$\Delta x = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%He	conclusion
TER	D9	EY	0.0107	3.5	0.03745	0.00525	0.0306	cv
ET6	D8	EY	0.0092	3.5	0.0322	0.00525	0.0306	cv
ET5	D7	EY	0.0077	3.5	0.02695	0.00525	0.0306	cv
ET4	D6	EY	0.0062	3.5	0.0217	0.0049	0.0306	cv
ET3	D5	EY	0.0048	3.5	0.0168	0.0049	0.0306	cv
ET2	D4	EY	0.0034	3.5	0.0119	0.0042	0.0306	cv
ET1	D3	EY	0.0022	3.5	0.0077	0.0035	0.0306	cv
RDC	D2	EY	0.0012	3.5	0.0042	0.0035	0.048	cv
S.SOL	D1	EY	0.0002	3.5	0.0007	0.0007	0.027	cv

f) Vérification de l'effet du 2ème ordre (effet P-Δ) :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

- P_K : Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau « K ».
- V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».
- Δ_K : déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).
- h_K : hauteur de l'étage « K »

Tableau V.8 : vérification de l'effet P-Δ sens x-x et y-y

Story	PK(KN)	h_k	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δ_k	$V_k(m)$	θ_k	Δ_k	$V_k(m)$	θ_k
TER	1710.07	3.06	0.0056	203.11	0.015	0.00525	262.17	0.011
ET6	3114	3.06	0.00665	347.41	0.020	0.00525	449.51	0.011
ET5	4576.83	3.06	0.007	466.33	0.022	0.00525	594.82	0.013
ET4	6039.66	3.06	0.007	566.74	0.024	0.0049	717.11	0.005
ET3	7548.39	3.06	0.007	652.19	0.026	0.0049	819.13	0.014
ET2	9057.12	3.06	0.007	722.47	0.028	0.0042	901.28	0.013
ET1	10623.68	3.06	0.00595	779.54	0.026	0.0035	968.42	0.012
RDC	12573.32	4.80	0.00665	829.03	0.021	0.0035	1028.1	0.008
S.SOL	14043.25	2.7	0.0014	845.74	0.023	0.0007	1044.09	0.003

g) Vérification de l'effort normal réduit :

Pour le cas de l'effort normal réduit dans les poteaux on doit vérifier la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : effort normal dans les poteaux

B_c : section du poteau

Pour déterminer l'effort normal dans les poteaux pour chaque section (zone) par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

On sélectionne les poteaux qui ont la même section :

- Poteau 45 × 45 (Sous-sol, RDC, 1^{er} étage)
- Poteau 40 × 40 (2^{ème}, 3^{ème}, étage)
- Poteau 35 × 35 (4^{ème}, 5^{ème}, étage)
- Poteau 30 × 30 (6^{ème}, 7^{ème} étage)

Pour extraire les efforts dans les poteaux, on commence par sélectionner ces derniers ensuite on clique sur : **Display → Show table → Select cases/ Combos (on sélectionne les combinaisons d'action sismique « G + Q ± E » et « 0.8G ± E ») → Frame output → Frame forces → Colum forces → OK.**

On prend la grande valeur de P en valeur absolue : $N_d = 1256.8$ KN

➤ **Poteau 45×45 :** $V = \frac{1256.8}{45 \times 45 \times 2.5} = 0.24$ Condition vérifiée

Et on procède de la même manier pour les autres sections :

➤ **Poteau 40×40 :** $N_d = 787.29$ KN : $V = \frac{787.29}{40 \times 40 \times 2.5} = 0.19$ Condition vérifiée

➤ **Poteau 35×35 :** $N_d = 512.47$ KN : $V = \frac{512.47}{35 \times 35 \times 2.5} = 0.17$ Condition vérifiée

➤ **Poteau 30×30 :** $N_d = 252.7$ KN : $V = \frac{252.7}{30 \times 30 \times 2.5} = 0.11$ Condition vérifiée

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus pour notre structure, Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, à présent on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre VI

Ferraillage des éléments

Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genre de sollicitations

VI. 1 - Ferraillage des poteaux

Le ferraillage des poteaux sera calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables :

- $1.35G + 1.5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G + Q \rightarrow$ à l'ELS.
- $G + Q \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et le moment correspondant.

Et pour les calculs on utilisera les caractéristiques des matériaux suivants :

Tableau VI.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	γ_b	γ_s	Θ	F_{c28}	f_{bu}	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

❖ Recommandation du RPA :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\phi L$ en zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

✓ **Le pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'armatures sera 0.8% de la section du béton :

$$0.8\% \times b \times h$$

✚ Sous-sol ; RDC et 1 ^{er} étage : (poteau 45×45)	→	$A_{\min} = 45 \times 45 \times 0.008 = 16.2 \text{ cm}^2$
✚ 2 ^{ème} et 3 ^{ème} : (poteau 35×35)	→	$A_{\min} = 40 \times 40 \times 0.008 = 12.8 \text{ cm}^2$
✚ 4 ^{ème} et 5 ^{ème} : (poteau 35×35)	→	$A_{\min} = 35 \times 35 \times 0.008 = 9.8 \text{ cm}^2$
✚ 6 ^{ème} et 7 ^{ème} : (poteau 30×30)	→	$A_{\min} = 30 \times 30 \times 0.008 = 7.2 \text{ cm}^2$

✓ **Le pourcentage maximal :**

Le pourcentage maximal d'armatures sera 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement :

Zone courante :

✚ Sous-sol ; RDC et 1 ^{er} étage : (poteau 45×45)	→	$A_{\min} = 45 \times 45 \times 0.04 = 81 \text{ cm}^2$
✚ 2 ^{ème} et 3 ^{ème} : (poteau 40×40)	→	$A_{\min} = 40 \times 40 \times 0.04 = 64 \text{ cm}^2$
✚ 4 ^{ème} et 5 ^{ème} : (poteau 35×35)	→	$A_{\min} = 35 \times 35 \times 0.04 = 49 \text{ cm}^2$
✚ 6 ^{ème} et 7 ^{ème} : (poteau 30×30)	→	$A_{\min} = 30 \times 30 \times 0.04 = 36 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement :

✚ Sous-sol ; RDC et 1 ^{er} étage : (poteau 45×45)	→	$A_{\min} = 45 \times 45 \times 0.06 = 121.5 \text{ cm}^2$
✚ 2 ^{ème} et 3 ^{ème} : (poteau 40×40)	→	$A_{\min} = 40 \times 40 \times 0.06 = 96 \text{ cm}^2$
✚ 4 ^{ème} et 5 ^{ème} : (poteau 35×35)	→	$A_{\min} = 35 \times 35 \times 0.06 = 73.5 \text{ cm}^2$
✚ 6 ^{ème} et 7 ^{ème} : (poteau 30×30)	→	$A_{\min} = 30 \times 30 \times 0.06 = 54 \text{ cm}^2$

❖ **Calcul des armatures à l'ELU :**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

Section partiellement comprimée (SPC).

Section entièrement comprimée (SEC).

Section entièrement tendue (SET).

Chaque section sera classée (SPC, SEC ou bien SET) suivant la position de son centre de pression, qui est donné par la formule suivante :

Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

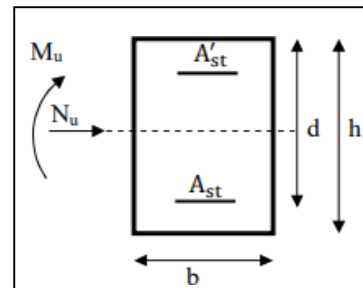


Figure VI.1 : schéma de ferraillage

1. Section partiellement comprimée(SPC):

La section est partiellement comprimée il '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 :

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left[0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right] b h^2 f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression

M_f : moment relatif

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

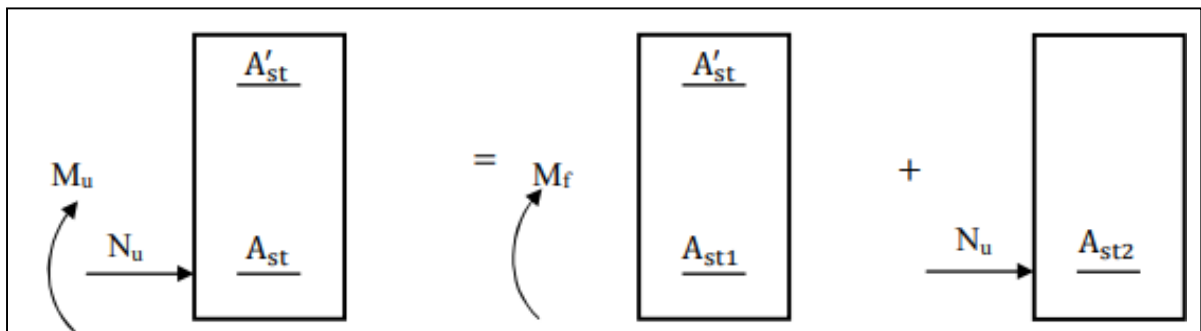


Figure VI.2 : Section partiellement comprimée(SPC).

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec : $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$

1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu = 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée $A' = 0$

➤ Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

➤ Armatures réelles :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu = 0.392 \longrightarrow$ la section est doublement armée $A' \neq 0$

On calcul : $M_r = \mu_1 \cdot bd^2 f_{bc} \sigma_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

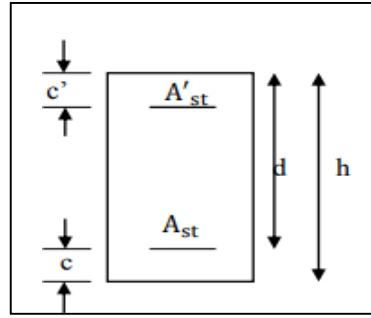
$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \end{cases}$$

La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A'_1 = A' \\ A' = A'_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

2. Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :



$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u(d - c') - M_f > \left[0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right] b h^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures. Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

Si $N_u(d - c') - M_f \geq \left[0.5 - \frac{c'}{h}\right] b h^2 f_{bc}$ la section est doublement armée

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_1 > 0$$

La section d'armature :

$$A'_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$$

2^{ème} cas :

Si $N_u(d - c') - M_f < \left[0.5 - \frac{c'}{h}\right] b h^2 f_{bc}$ la section simplement armée

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_1 = 0$$

$$A_2 = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; \quad \psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

3. Section entièrement tendue (SET) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$g = \frac{h}{2} - c - e_u$$

La section d'armature :

$$A_{Si} = \frac{N_u \cdot g}{(d - c') \sigma_{10}} A_{Ss} = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_{Si}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ excentricité nulle, compression pure. Le calcul se fait à l'état limite de stabilité de forme. La section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

B : aire de la section du béton seul

- Armatures longitudinales :

Le ferraillage sera fait par zone, comme suit :

Zone I : Sous- sol + RDC + 1^{er} étage : (poteaux 45×45)

Zone II : 2^{ème} + 3^{ème} étage : (poteaux 40×40)

Zone III : 4^{ème} + 5^{ème} étage : (poteaux 35×35)

Zone Iv : 6^{ème} + 7^{ème} étage : (poteaux 35×35)

➤ **Condition non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d$$

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s}$ N_s et M_s : effort normal et moment fléchissant à l'état limite service

Tableau VI.2 : Vérification de la CNF dans les poteaux

	Sollicitation	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	es (m)	A _{CNF} (cm ²)
ZONE I (45X45)	N _{max}	-443.46	-0.457	0.001	5.40
	N _{min}	-5.08	-0.179	0.035	5.35
	M _{corr}	-357.25	15.691	0.044	4.32
ZONE II (40X40)	N _{max}	-256.79	-1.855	0.007	4.06
	N _{min}	-3.57	-0.149	0.042	3.34
	M _{corr}	-60.61	4.482	0.073	3.00
ZONE III (35X35)	N _{max}	-163.11	-2.333	0.014	2.88
	N _{min}	-2.12	0.119	0.056	2.32
	M _{corr}	-34.06	3.909	0.114	2.00
ZONE IV (30X30)	N _{max}	-72.75	-2.359	0.032	1.81
	N _{min}	0.4	0.241	0.603	0.85
	M _{corr}	-5.61	4.566	0.814	1.05

Pour la détermination du ferrailage des sections nous allons utiliser le logiciel de calcul « **SOCOTEC** »

Convention de signe :

(Effort de Compression : $N > 0$; effort de Traction $N < 0$)

Exemple de calcul par SOCOTEC : Nous allons introduire les valeurs suivantes :

$b = 0.45\text{m}$; $h = 0.45\text{m}$; $c = 0.03\text{m}$

Les sollicitations : $N_{\text{max}} = -1688.96$; $M_{\text{corr}} = 6.711$

Les résultats récapitulés dans le tableau suivant (Tableau V-1-2) sont celle adoptées pour chaque zone tendue :

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :

Nom du fichier : sans nom

Matériaux

Contrainte béton : f_{cj} MPa Coeff. acier/béton n

Limite élast. acier : f_e MPa

☒ Calcul aux ELU ☐ Calcul aux ELS

Effort normal : N_u kN

Moment fléchissant : M_u kN*m

Coefficients

durée chargement : θ

sécurité du béton : γ_b

sécurité de l'acier : γ_s

Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

Convention signes

N > 0 : compression

M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration

☒ peu préjudiciable

☐ préjudiciable

☐ très préjudiciable

Type d'armature

☐ rond lisse

☒ barre HA

☐ bagre HA

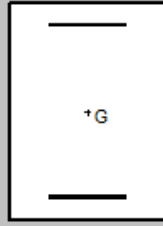
Géométrie

Largeur : b m

Hauteur : h m

Pgs. cdg armatures sup. : d' m

Pgs. cdg armatures inf. : c m



Pour l'aide, appuyez sur F1

MAJ

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures

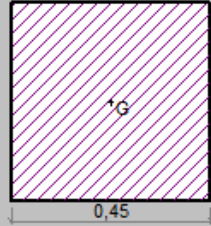
supérieures : cm²

inférieures : cm²

Section entièrement comprimée.

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	MPa	MPa
armatures supérieures :	MPa	MPa
armatures inférieures :	MPa	MPa
béton fibre inférieure :	MPa	MPa



Pour l'aide, appuyez sur F1

MAJ

Tableau VI.3 : Ferrailage des zones tendues pour chaque poteau

	Combinaison	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_l(\text{cm}^2)$	$A_{\min}$	$A_{\text{CNF}}(\text{cm}^2)$	Choix A (cm^2) $A_{\text{adopté}}$	
ZONE I (45X45)	ELU	$N_{\max} = -1688.96$	$M_{\text{corr}} = -1.423$	0	0	16.2	5.40	4HA20 4HA14	18.73
	0.8GMEX	$N_{\min} = 311.04$	$M_{\text{corr}} = 1.242$	3.81	3.97		5.35		
	GQMEX	$N_{\text{corr}} = -707.17$	$M_{\max} = -55.149$	0	0		4.32		
ZONE II (40X40)	ELU	$N_{\max} = -1051.7$	$M_{\text{corr}} = -6.296$	0	0	12.8	4.06	4HA16 4HA14	14.2
	0.8GMEX	$N_{\min} = 174.99$	$M_{\text{corr}} = 7.079$	1.73	2.64		3.34		
	GQMEX	$N_{\text{corr}} = -468.32$	$M_{\max} = -51.219$	0	0		3.00		
ZONE III (35X35)	ELU	$N_{\max} = -684.76$	$M_{\text{corr}} = -8.122$	0	0	9.8	2.88	4HA14 4HA12	10.68
	0.8GMEX	$N_{\min} = 74.2$	$M_{\text{corr}} = 5.784$	0.43	1.43		2.32		
	GQMEX	$N_{\text{corr}} = -258.71$	$M_{\max} = 44.449$	0	0.33		2.00		
ZONE IV (30X30)	ELU	$N_{\max} = -338.12$	$M_{\text{corr}} = -8.427$	0	0	7.2	1.81	8HA12	9.05
	0.8GMEX	$N_{\min} = 19.15$	$M_{\text{corr}} = 6.179$	0	0.84		0.85		
	GQMEX	$N_{\text{corr}} = -75.33$	$M_{\max} = -34.302$	2.34	0		1.05		

- ❖ **Vérification des recommandations exigées par le RPA** : Le tableau ci dessous résume les sections totales adoptées pour tous les niveaux :

Tableau VI-4 : Vérification de sections totales adoptées selon RPA

Section	A adopté (cm ²)	A min	Observation
45×45	4HA20+4HA14=18.73	16.2	CV
40×40	4HA16+4HA14=14.2	12.8	CV
35×35	4HA14+4HA12=10.68	9.8	CV
30×30	8HA12=8.04	7.2	CV

II. Vérifications à l'ELU :

+ Longueur de recouvrement :

Poteaux 45x45 : $L \geq 40 \times 2 = 80\text{cm}$

Poteaux 40x40 : $L \geq 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$

Poteaux 35x35 : $L \geq 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$

Poteaux 30x30 : $L \geq 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$

+ Détermination de la zone nodale : $h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right\}$

Tableau VI-5 : délimitation des zones nodales

Poteaux	h_e	$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right\}$
45×45	270	$h' = \max \left\{ \frac{270}{6}; 45; 45; 60\text{cm} \right\} = 60\text{cm}$
	480	$h' = \max \left\{ \frac{480}{6}; 45; 47; 60\text{cm} \right\} = 80\text{cm}$
	306	$h' = \max \left\{ \frac{306}{6}; 45; 45; 60\text{cm} \right\} = 60\text{cm}$
40×40	306	$h' = \max \left\{ \frac{306}{6}; 40; 40; 60\text{cm} \right\} = 60\text{cm}$
35×35	306	$h' = \max \left\{ \frac{306}{6}; 35; 35; 60\text{cm} \right\} = 60\text{cm}$
30×30	306	$h' = \max \left\{ \frac{306}{6}; 30; 30; 60\text{cm} \right\} = 60\text{cm}$

Longueur d'ancrage :

Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

Pour le $\emptyset_{16}$: $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm.}$

Pour le $\emptyset_{16}$: $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm.}$

Pour le $\emptyset_{14}$: $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$

Pour le $\emptyset_{16}$: $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm.}$

Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Empêcher le déplacement transversal du béton
- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Positionner les armatures longitudinales

➤ **Espacement des armatures transversales :**

Selon l'article **7.4.22 du RPA99 modifié 2003** ; la valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

En zone nodale : $St \leq \text{Min}(10 \emptyset_1, 15 \text{ cm})$

En zone courante : $St \leq 15 \emptyset_1$

$\emptyset_1$: est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

Soit :

En zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$

En zone courante : $St = 15 \text{ cm}$

➤ **La section d'armatures transversales : Art 7.4.2.2. RPA99/ver 2003**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e}$$

Avec :

A_t : armatures transversales

V_u : effort tranchant de calcul

H_e : hauteur totale de la section brute

S_t : espacement des armatures transversales

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

- Coefficient correcteur « ρ » : qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort Tranchant :

$\rho = 2.5$ si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho = 3.75$ si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$

Calcul d'élancement géométrique :

Tableau VI-6 : Des valeurs de l'élancements géométrique λ_g

Section des poteaux (cm ²)	L0 (m)	Lf = 0.7 L0 (m)	$\lambda = Lf/a$	Coefficient correcteur ρ
(45×45)	270	1.89	4.2	3.75
	480	3.32	7.37	2.5
	306	2.142	4.76	3.75
(40×40)	306	2.142	5.355	2.5
(35×35)	306	2.142	6.12	2.5
(30×30)	306	2.142	7.14	2.5

Niveaux	Section (cm ²)	Effort tranchant Max à l'ELU (KN)	Effort tranchant Max à l'ELS (KN)
Sous-sol + RDC+ 1er étage	Zone I (45×45)	24.25	10.65
2ème au 3ème	Zone II (40×40)	12.62	3.05
4ème au 5ème	Zone III (35×35)	11.18	2.64
6ème au 7ème	Zone IV (30×30)	12.69	2.8

Poteau (45×45) : (S-SOL ET ETAGE 1)

$$\lambda_g = 4.2 < 5 \longrightarrow \rho = 3.755$$

V_u : l'effort tranchant max $V_u = 24.25 \text{ KN}$

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 24.25}{450 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 50.52 \text{ mm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 24.25}{450 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 75.78 \text{ mm}^2$$

Poteau (45×45) : RDC

$$\lambda_g = 7.37 > 5 \longrightarrow \rho = 2.5$$

V_u : l'effort tranchant max $V_u = 24.25 \text{ KN}$

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 24.25}{450 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 33.68 \text{ mm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 24.25}{450 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 50.52 \text{ mm}^2$$

Poteau (40×40) :

$$\lambda_g = 7.14 > 5 \longrightarrow \rho = 2.5$$

V_u : l'effort tranchant max $V_u = 12.62 \text{ KN}$

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 12.62}{400 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 19.71 \text{ mm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 12.62}{400 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 29.57 \text{ mm}^2$$

Poteau (35×35) :

$$\lambda_g = 6.12 > 5 \longrightarrow \rho = 2.5$$

V_u : l'effort tranchant max $V_u = 11.18$ KN

En zone nodale : $S_t = 10$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 11.18}{350 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 19.96 \text{ mm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 11.18}{350 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 29.94 \text{ mm}^2$$

Poteau (30×30) :

$$\lambda_g = 7.14 > 5 \longrightarrow \rho = 2.5$$

V_u : l'effort tranchant max $V_u = 11.69$ KN

En zone nodale : $S_t = 10$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 11.69}{300 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 26.43 \text{ mm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 12.69}{300 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 39.65 \text{ mm}^2$$

 Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales selon RPA (article 7.4.2.2) :

$A_t = b \cdot S_t$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$ la quantité d'armatures transversale est 0.3%

Si $\lambda_g < 3$ la quantité d'armatures transversale est 0.8%

Si $3 \leq \lambda_g < 5$ la quantité d'armatures transversale est donnée par l'interpolation entre les valeurs limites précédentes

TableauVI-7 : quantité minimale d'armatures transversales

Poteaux	H	Lf	Λ_g	At (cm ²)		A adopté (cm ²)	Obs
				Zone courante St=15	Zone nodale St=10		
(45×45)	270	1.89	4.2	0.75	0.5	2.01	CV
	480	3.32	7.37	0.5	0.34	2.1	CV
	306	2.142	4.76	0.75	0.5	2.01	CV
(40×40)	306	2.142	5.355	0.29	0.19	2.01	CV
(35×35)	306	2.142	6.12	0.30	0.20	2.1	CV
(30×30)	306	2.142	7.14	0.39	0.26	2.01	CV

Conclusion :

D'après le tableau ci-dessus, $A_{\min} < A_{\text{chois}}$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées avec un cadre de HA8 de section transversales ($4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$) dans la zone courante et la zone nodale.

➤ **Longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1)**

La longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \phi l_1$

- ✓ Poteaux (45×45) : $lr = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$.
- ✓ Poteaux (40×40) : $lr = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$
- ✓ Poteaux (35×35) : $lr = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$.
- ✓ Poteaux (30×30) : $lr = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$.

✚ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} < \bar{\tau} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : $\bar{\tau} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$

$T_u^{\max}$: effort tranchant max à l'ELU

τ_u : contrainte de cisaillement

Tableau VI.8 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

Poteaux	Vu	B	d	Δg	Pd	Tu	$\bar{\tau}$	Vérification
(45×45) sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage	24.25	45	42	4.2	0.04	0.012	1	CV
	24.25	45	42	7.37	0.075	0.012	1.875	
	24.25	45	42	4.76	0.04	0.012	1	CV
(40×40) 2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	12.62	40	37	5.355	0.075	0.008	1.875	CV
(35×35) 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	11.18	35	32	6.12	0.075	0.009	1.875	CV
(30×30) 6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	12.69	30	27	7.14	0.075	0.011	1.875	CV

Vérification à l'ELS

✓ Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à effectuer car la fissuration est non préjudiciable.

✓ Vérification des contraintes :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 384 \text{ MPa}$

- Contrainte admissible du béton : $\sigma_b = 15 \text{ MPa}$

✓ Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

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

Remarque : Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Les sections d'armatures adoptées à introduire c'est celles d'une seule face des poteaux

Exemple :

Poteau (45 × 45) [cm²] → A adoptée = 2HA20+1HA14 = 9.36 cm²/face

Poteau (40 × 40) [cm²] → A adoptée = 2HA16+1HA14 = 5.56 cm²/face.

Poteau (35 × 35) [cm²] → A adoptée = 2HA14+1HA12 = 4.21 cm²/face.

Poteau (30×30) [cm²] → A adoptée = 3HA12 = 3.39 cm²/face

Tableau VI.9 : vérification de contrainte

Niveau	Poteaux	Effort Normal (KN)	Moment	σ_s béton	σ_i béton	$\sigma^{ad}_{\text{béton}}$	Observation
(45×45) sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage	N _{max}	-443.46	-0.457	1.9	1.95	15	CV
	N _{min}	-5.08	-0.179	0.01	0.03	15	CV
	M _{max}	-357.25	15.691	2.34	0.76	15	CV
(40×40) 2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	N _{max}	-256.79	-1.855	1.31	1.6	15	CV
	N _{min}	-3.57	-0.149	0.01	0.03	15	CV
	M _{max}	-60.61	4.482	0.69	0	15	CV
(35×35) 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	N _{max}	-163.11	-2.333	0.92	1.43	15	CV
	N _{min}	-2.12	0.119	0.03	0	15	CV
	M _{max}	-34.06	3.909	0.72	0	15	CV
(30×30) 6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	N _{max}	-72.75	-2.359	0.3	1.07	15	CV
	N _{min}	0.4	0.241	0.05	0	15	CV
	M _{max}	-5.61	4.566	1.09	0	15	CV

VI.2. Ferrailage des poutres

Le ferrailage des poutres se fera en flexion simple, sous les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- 1.35G + 1.5Q
- G + Q ± E
- 0.8G ± E
- Puis faire les vérifications à l'ELS (G + Q)

❖ Recommandations du RPA 99 vs 2003 :

🚧 Armatures longitudinales :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Poutres principales : $A_{\min} = 0.5\%bh = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25\text{cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.5\%bh = 0.005 \times 30 \times 25 = 3.75\text{cm}^2$

- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement

Poutres principales : (Zone courante) $A_{\max} = 4\%bh = 0.04 \times 30 \times 35 = 42\text{cm}^2$

(Zone de recouvrement) $A_{\max} = 6\%bh = 0.06 \times 30 \times 35 = 63\text{cm}^2$

Poutres de secondaire : (Zone courante) $A_{\max} = 4\%bh = 0.04 \times 25 \times 30 = 30\text{cm}^2$

(Zone de recouvrement) $A_{\max} = 6\%bh = 0.06 \times 25 \times 30 = 45\text{cm}^2$

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismique doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée en moins égale à la moitié de la section sur l'appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone **IIa**.

Tableau VI.10 : Les pourcentages d'armatures par rapport à la section du béton.

	A minimal (cm ²)	A maximal (cm ²)	
	0.005 bh	0.04 bh	0.06 bh
Poutres principales (30X35)	5.25	42	63
Poutres secondaires (25X30)	3.75	30	45

Armatures transversales :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

- **Stmax = min (h / 4 ; 12Ø)** En zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.
- **St ≤ h / 2** En dehors de la zone nodale.

Ø : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

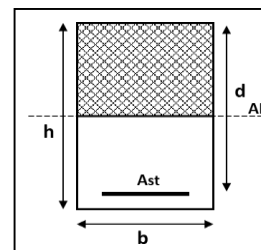
Calcul du ferrailage à l'ELU :

Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

On compare les deux moments réduits $\mu \leq \mu_l$

On a deux cas :



1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu = 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée $A' = 0$

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

A_{sc} : section d'acier comprimée

A_{st} : section d'acier tendue.

2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu = 0.392 \longrightarrow$ la section est doublement armée $A' \neq 0$

On calcul :

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu} \Delta M = M_u - M_e$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

M_u : Moment sollicitant

M_l : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

Armatures tendues :
$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Armatures comprimées :
$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

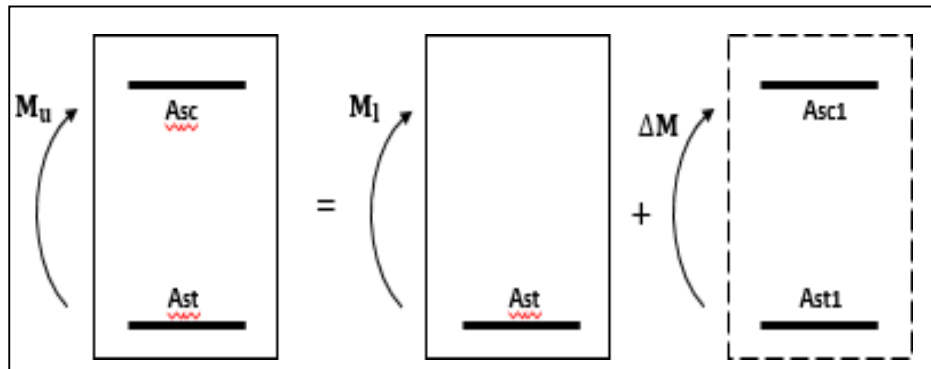


Figure 5.9 : Section rectangulaire doublement armée.

Les résultats des efforts internes des poutres sont donnés par le logiciel « ETABS » leurs ferrailages se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « SOCOTEC »

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

 Ferraillage des poutres principales :

Tableau VI.11: Ferraillage des poutres principales a l'ELU.

Poutres principales		Combinaison	Mmax (KN.m)	A _{st(c)} m ²	Ferraillage	A adopté (cm ²)
P.P Loin de voile	En Appuis	ELU	-81.37	8.19	3HA14(fil)+3HA14(chap)	9.24
	En travée	ELU	43.47	4.13	3HA14(fil)	4.62
P.P Adhère nt aux voile	En Appuis	ELU	-42.29	4.01	3HA14(fil)	4.62
	En travée	ELU	21.064	1.94	3HA14(fil)	4.62

 Ferraillage des poutres secondaires :

Tableau VI.12 : Ferraillage des poutres secondaire à l'ELU.

Poutres secondaires		Combinaison	Mmax (KN.m)	A _{st(c)} m ²	Ferraillage	A adopté (cm ²)
P.S Loin de voile	Appuis	GQEX	-34.156	3.32	3HA14(fil)	4.62
	En travée	GQEX	27.688	2.66	3HA14(fil)	4.62
P.S de rive Adhér ent aux voile	Appuis	GQEX	-75.925	7.91	3HA14(fil)+3HA12(chap)	8.01
	En travée	0.8GQEX	72.822	7.54	3HA14(fil)+3HA12(chap)	8.01

Vérifications à l'ELU :

 Vérifications de la condition de non fragilité :

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante : $A_s \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$

PP :
$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

PS : $A_{min} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.81 \text{ cm}^2$

 **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} < \bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Tableau VI.13 : Vérification au cisaillement.

Poutre	Tu max ELU	Tu max ELS	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}_b$ MPa	Observation
P.P Non reliées aux voiles	99.31	42.29	1.22	3.33	CV
P.P reliées aux voiles	53.53	21.05	0.66	3.33	CV
P.S Non reliées aux voiles	22.93	0.82	0.41	3.33	CV
P.S reliées aux voiles	91.22	1.8	1.65	3.33	CV

 **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur le béton eu niveau
des appuis :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Section (30×35) : $\bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.32 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 576 \text{ KN}$

Section (25×30) : $\bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.27 \times 0.2 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 405 \text{ KN}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Poutre	T_u^{max} (KN)	$\bar{T}_u$ (KN)	Observation
P.P Non reliées aux voiles	99.31	576	CV
P.P reliées aux voiles	53.53	576	CV
P.S Non reliées aux voiles	22.93	405	CV
P.S reliées aux voiles	91.22	405	CV

 Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres:

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \times \sum U_1}$$

$$\sum U_1 = n \times \pi \times \emptyset$$

- Poutres principales non adhérent au voile :

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 14) + (3 \times \pi \times 14) = \mathbf{263.76 \text{ mm}}$$

- Poutres principales adhérent au voile :

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 14) = \mathbf{131.88 \text{ mm}}$$

- Poutres secondaires non adhérent au voile :

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 14) = \mathbf{131.88 \text{ mm}}$$

- Poutres secondaires adhérent au voile :

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 14) + (3 \times \pi \times 12) = \mathbf{244.92 \text{ mm}}$$

Tableau VI.15 : l'adhérence et l'entraînement des barres

Poutre	Tu max	τ_{se} (Mpa)	$\bar{\tau}_{se}$ (MPa)	Observation
P.P Non reliées aux voiles	99.31	1.30	3.15	CV
P.P reliées aux voiles	53.53	1.40	3.15	CV
P.S Non reliées aux voiles	22.93	0.71	3.15	CV
P.S reliées aux voiles	91.22	1.53	3.15	CV

 Ancrage des barres :

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0.6 \Psi s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

Pour le $\emptyset_{10}$: $L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = \mathbf{35.27 \text{ cm}}$

Pour le $\emptyset_{12}$: $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$

Pour le $\emptyset_{14}$: $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$

Les armatures doivent comporter des crochets de longueur L_a car la longueur de scellement est importante vu qu'elle dépasse la largeur du poteau dans lequel l'armature sera ancrée. La longueur mesurée hors crochets est au moins égale $0.4L_s$ pour les aciers HA.

Pour le $\emptyset_{10}$: $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 35.27 = 15 \text{ cm}$

Pour le $\emptyset_{12}$: $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.32 = 16 \text{ cm}$

Pour le $\emptyset_{14}$: $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 49.38 = 20 \text{ cm}$

Armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que : $\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{10} \right\}$

Poutres principales : $\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}; 1.2; \frac{30}{10} \right\} = \min(1; 1.2; 3) = 10 \text{ mm}$

Poutres secondaires : $\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; 1.2; \frac{25}{10} \right\} = \min(0.85; 1.2; 2.5) = 8.5 \text{ mm}$

Espacement des armatures transversales :

En zone nodale : $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset_t \right\}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutre principale :

En zone nodale : $S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 0.8 \right\} = 8.75 \text{ cm} \rightarrow S_t = 8 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

Poutre secondaire :

En zone nodale : $S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 0.8 \right\} = 7.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

Définition de la zone nodale et courante :

- Zone nodale : $L' = 2 \times h$

Poutre principale : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

Poutre secondaire : $L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$

- Zone courante : $L_{\text{courante}} = L_{\text{nue d'appui}} - 2L'$

 Armatures transversales minimales :

La quantité d'armature minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

Tableau V.16 : Armatures transversales minimales.

Poutres	At (cm ²)		A (cm ²)	Obs
	Zone courante St=	Zone nodale St=		
Poutres principales	0.9	0.72	2.01	CV
Poutres secondaires	0.75	0.225	2.01	CV

Vérification à l'ELS :

 Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier :

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} ; \sigma_{st} = \frac{M_s}{A \cdot \beta \cdot d} ; \rho = \frac{100A}{b \cdot d}$$

Poutres principales :

Tableau V.17 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales non adhérentes aux voiles

Position	M_s (KN.m)	A (cm²)	P	β	K	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs
En travée	18.592	4.62	0.483	0.895	32.62	140.51	4.30	15	348	CV
Aux appuis	-30.998	9.24	0.956	0.863	21.5	121.47	5.65	15	348	CV

Tableau VI.18: Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales adhérentes aux voiles.

<i>Position</i>	<i>M_s</i> (KN.m)	<i>A</i> (cm ²)	<i>P</i>	<i>β</i>	<i>K</i>	<i>σ_{st}</i>	<i>σ_{bc}</i>	<i>σ̄_{bc}</i>	<i>σ̄_{st}</i>	<i>Obs</i>
<i>En travée</i>	8.285	4.62	0.483	0.895	32.62	62.61	1.93	15	348	CV
<i>Aux appuis</i>	-16.634	4.62	0.483	0.895	32.62	125.71	3.85	15	348	CV

Poutres secondaires :

Tableau VI.19 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires non adhérentes aux voiles.

<i>Position</i>	<i>M_s</i> (KN.m)	<i>A</i> (cm ²)	<i>P</i>	<i>β</i>	<i>K</i>	<i>σ_{st}</i>	<i>σ_{bc}</i>	<i>σ̄_{bc}</i>	<i>σ̄_{st}</i>	<i>Obs</i>
<i>En travée</i>	7.67	4.62	0.690	0.879	26.32	69.97	2.65	15	348	CV
<i>Aux appuis</i>	-8.166	4.62	0.690	0.879	26.32	74.47	2.82	15	348	CV

Tableau VI.20 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires adhérentes aux voiles

<i>Position</i>	<i>M_s</i> (KN.m)	<i>A</i> (cm ²)	<i>P</i>	<i>β</i>	<i>K</i>	<i>σ_{st}</i>	<i>σ_{bc}</i>	<i>σ̄_{bc}</i>	<i>σ̄_{st}</i>	<i>Obs</i>
<i>En travée</i>	11.936	8.01	1.18	0.852	18.78	64.77	3.44	15	348	CV
<i>Aux appuis</i>	-14.195	8.01	1.18	0.852	18.78	77.03	4.1	15	348	CV

a- Vérification de la flèche : [Art B.8.4.2 BAEL91 /99]

- Poutres principales (P.P , P.Pv) :L =585-25 =560 cm

$$f_{ETABS} \leq f_{adm} = 0.5 + \frac{l}{1000}$$

$$f_{ETABS} = 2 \text{ mm} < f_{adm} = 10.60 \text{ cm}$$

- Poutres secondaires (P.S , PSv) : $L = 320 - 25 = 295 \text{ cm}$

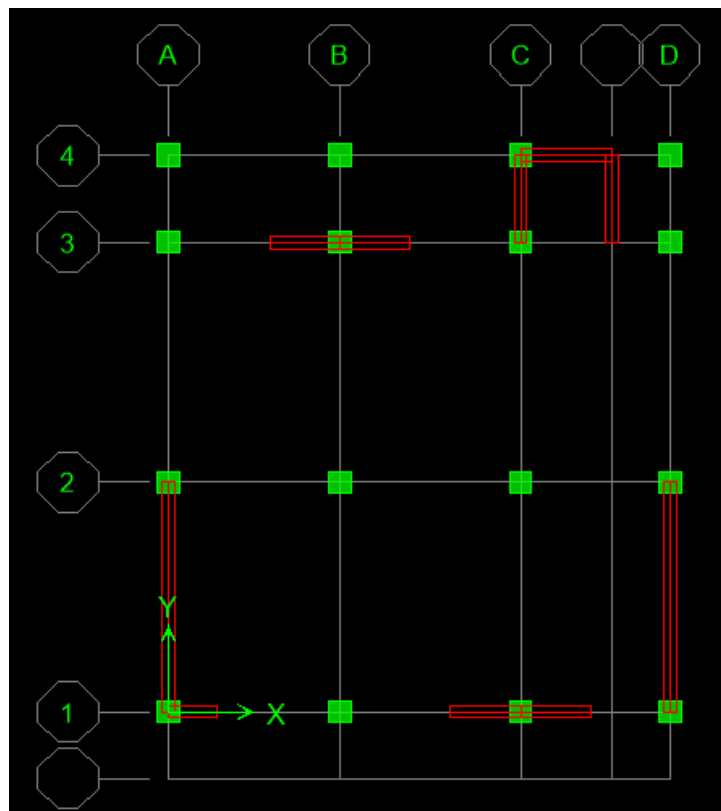
$$f_{ETABS} \leq f_{adm} = \frac{l}{500}$$

$$f_{ETABS} = 2 \text{ mm} < f_{adm} = 5.9 \text{ cm}$$

f : Flèche maximale des poutres principales et secondaires est détruit a partit de du logiciel

VI.3. Ferrailage des voiles

Dépositions des voiles :



Une structure en voile est constituée de murs porteurs reliés par des planchers, permettant de reprendre les charges verticales et horizontales. Ces murs assurent à la fois le transfert des charges verticales (poids de la structure) et la stabilité contre les charges horizontales (séisme).

Le calcul de cette structure se divise en trois étapes :

- La répartition des sollicitations globales entre les différents refends.
- L'analyse des sollicitations dans chaque section de voiles.

- La détermination du ferraillage nécessaire.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les combinaisons sismiques et de charges verticales sont spécifiées ci-dessous :

-Selon le RPA version 2003 (Combinaisons d'actions sismiques):

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

-Selon le BAEL 91 modifiée 99 :

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G+Q$

Les calculs prendront en compte trois types de sollicitations :

- L'effort normal maximal avec le moment correspondant.
- L'effort normal minimal avec le moment correspondant.
- Le moment fléchissant maximal avec le moment correspondant.

Dans le but de faciliter le calcul on décompose le bâtiment en 4 zones :

- Zone I : sous-sol RDC + 1^{er} étage.
- Zone II : 2^{eme} étage, 3^{eme} étage.
- Zone III : 4^{eme} étage 5^{eme} étage.
- Zone III : 6^{eme} étage 7^{eme} étage.

Les exigences du RPA 99 pour le ferraillage des voiles :

1- Armatures verticales (Article 7.7.4.1)

L'effort de traction sur une partie tendue du voile doit être entièrement pris en charge par les armatures, avec un minimum de **0,20 % d'armatures** verticales. Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux espacés au plus de l'épaisseur du voile. Les barres du dernier niveau doivent avoir des crochets en partie supérieure, tandis que

les autres sont assemblées par recouvrement. Aux extrémités du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10 de la largeur** du voile, sans dépasser **15 cm**.

2- Armatures horizontales (Art 7.7.4.2)

Les barres horizontales doivent être équipées de crochets à **135° de longueur** équivalente à 10 fois le diamètre de la barre (**10φ**).

3- Règles communes (Art 7.7.4.3)

- Le pourcentage minimum d'armatures dans les trumeaux est de **0,15 % globalement** et **0,10 % en zone courante**.
- L'**espacement** des barres horizontales et verticales doit être **inférieur** à la plus petite valeur entre 1,5 fois l'épaisseur du voile (**1,5a**) et **30 cm**.
- Les nappes d'armatures doivent être connectées par au moins **4 épingles** par mètre carré.
- Les barres horizontales dans chaque nappe doivent être orientées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile ($\phi < e/10$).

- **Les longueurs de recouvrement sont :**

40φ pour les barres dans les zones de **renversement des efforts**.

20φ pour les barres dans les zones **comprimées sous toutes les combinaisons de charges**.

3-1-Méthode de calcul des armatures :

Les étapes à suivre pour le calcul des armatures verticales sont les suivantes :

a- Détermination du diagramme des contraintes

Les contraintes maximales et minimales sont obtenues à partir des sollicitations les plus défavorables. Elles peuvent être extraites directement du logiciel « ETABS » (S22 en [KN/m²]) ou calculées à l'aide des formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}, \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

- **M** : Moment dans le voile
- **N** : Effort normal dans le voile
- **V'** : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée
- **V** : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue (avec $V=V'=L/2B=$
- **B = L- e** : Section du voile
- **I** : Moment d'inertie du voile

Ces formules permettent de calculer les contraintes nécessaires pour dimensionner les armatures verticales du voile.

b- Décomposer le diagramme obtenu une largeur utile (d) : (Art. 7.7.4 du RPA 99).

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{l_c}{3} \right)$$

Avec :

- **lc** : la longueur de la zone comprimée
- **he** : Hauteur entre nus de planchers du trumeau considérée.

Ou :

- Pour une S.E.C : $lc =$ longueur totale du voile.
- Pour une S.P.C : $lc = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + |\sigma_{\min}|}$.
- Pour une S.E.T : $lc = 0$ m.

Avec :

La longueur de la zone tendue $lt = l - lc$

c- Détermination des diagrammes des contraintes :

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 tendue (S.P.T) ou partiellement comprime (S.P.C).

Tableau VI.21: calcul des efforts normaux

Section	Diagrammes des contraintes	L'effort normal N1	L'effort normal N2
SET $\sigma_{max}, \sigma_{min} > 0$		$N1 = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_1)}{2} \times d1 \times e$	$N2 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_1)}{2} \times d2 \times e$
SEC $\sigma_{max}, \sigma_{min} < 0$		$N1 = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_1)}{2} \times d1 \times e$	$N2 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_1)}{2} \times d2 \times e$
SPT $\sigma_{max} > 0, \sigma_{min} < 0$ SPC $\sigma_{max} < 0, \sigma_{min} > 0$		$N1 = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_1)}{2} \times d1 \times e$ $N1 = \frac{(\sigma_{min} + \sigma_1)}{2} \times d1 \times e$	$N2 = \frac{(\sigma_1)}{2} \times d2 \times e$ $N2 = \frac{(\sigma_1)}{2} \times d2 \times e$

Avec :

- **d1** et **d2** : Largeurs des sections à utiliser.
- **e** : Épaisseur du voile.
- **σ_{max}** : Contrainte maximale dans la section.
- **σ_{min}** : Contrainte minimale dans la section.
- **σ₁, σ₂** : Contraintes intermédiaires dans le diagramme

d- Calcul des sections d'armature

▪ **Armatures verticales :**

-Section entièrement tendue : $A_{vi} = \frac{N_{ui}}{\sigma_s}$

-Section entièrement comprimé : $A_{vi} = \frac{N_{ui}-f_{t28}}{\sigma_s}$

-Section partiellement tendue ou partiellement comprimée : $A_{vi} = \frac{N_{ui}}{\sigma_s}$

▪ **Armatures horizontales :**

-Selon l'article A.8.2,41 du BAEL 91 : $A_H = 1/4 A_{adoptée}$.

-Selon l'article 7.7.4.3 du RPA 99 : $A_{H-min} = 0.15\% . L.e$

Donc :

$$A_{H-calculée} = \max (A_{H-BAEL} ; A_{H-min-RPA})$$

▪ **Armatures transversales :**

Selon Art. 7.7.4.3 du RPA 99 les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles/m².

D'où :

$A_{tr\ adoptée} = 4 \text{ épingles de HA8/m}^2$.

▪ **Sections minimales des armatures verticales**

• **Section entièrement comprimée**

-Selon l'article A.8.1,21 du BAEL 91 : $A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$, ou : $0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$

-Selon l'article 7.7.4.3 du RPA 99 : $A_{min} \geq 0.15\% B$.

Avec :

- B : Section du tronçon considéré.

• **Section entièrement ou partiellement tendue :**

-Selon l'article A.4.2,1 du BAEL 91 (Condition de non-fragilité) : $A_{min} = \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

-Selon l'article 7.7.4.1 du RPA 99 : $A_{min} \geq 0.2\% B$.

D'où :

$$A_{min} = \max (A_{min-RPA} ; A_{min-BAEL})$$

3-2-Vérifications des contraintes à l'ELU :

a- Contraintes limites de cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b ne doit pas dépasser la valeur de la contrainte admissible.

L'effort tranchant « V_u » est obtenu en multipliant la contrainte de cisaillement « S_{12} » par la section sur laquelle elle agit ($V_u = S_{12} \times L \times e$).

- Selon l'art A.5.1 ,211 du BAEL 91 révisées 99

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

D'où V_u est la valeur maximale de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

- Selon l'art 7.7.2 du RPA 91 / modifié 2003

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

- $\bar{V} = 1.4 \times V_u$
- b_0 : épaisseur du voile
- $d = 0.9h$: hauteur utile.

3-3-Vérification des contraintes à l'ELS

A l'état limite de service il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15 \times A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

3-4-Calcul de ferraillage et vérifications :

Les tableaux suivants résument les étapes de calcul ainsi que le ferraillage des voiles selon les types et selon les zones, dans les deux sens (voiles longitudinaux et transversaux).

3-4-1-Les voiles disposés suivant (Y-Y) :

a- Voiles types VL1 et VL2 : voiles de 4.75 mètre :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV	
	hpoutre [m]		0.35	0.35	0.35	0.35	
	hauteur etage [m]		2.7	3.06	3.06	3.06	
	L' [m]		4.75	4.75	4.75	4.75	
	e [m]		0.25	0.25	0.25	0.25	
	B [m²]		1.073	1.088	1.100	1.113	
	H [m]		2.70	3.06	3.06	3.06	
	he [m]		2.35	2.71	2.71	2.71	
Solicitation de calcul	T [kN]		32.990	23.410	27.430	34.820	
	N _{ser} [kN]		102.03	77.09	53.80	27.05	
	Vu [kN]		46.186	32.774	38.402	48.748	
	σ _{max} [kN/m²]		3285	1713	1629	2572	
	σ _{min} [kN/m²]		-5469	-3320	-2489	-2332	
	σ _s (kN/m²)		400	400	400	400	
	L _c [m]		1.61	1.48	1.74	2.33	
	L _t [m]		2.68	2.87	2.66	2.12	
	d<=min(he/2;2L _c /3) [m]		1.07	0.99	1.16	1.36	
	d ₁ = d _{adopté} [m]		1.07	0.99	1.16	1.06	
	d ₂ = L _t -d _{adopté} [m]		1.61	1.88	1.50	1.06	
	σ ₁ [kN/m²]		2189.807	1141.827	1085.907	1166.205	
	N ₁ [kN]		1027.41	550.43	518.50	462.75	
N ₂ [kN]		439.92	268.68	203.49	154.25		
armatures verticales	AV calculer (cm2)		Bande 1	25.69	13.76	12.96	11.57
			Bande 2	11.00	6.72	5.09	3.86
	A _{vj} (cm²)			1.27	0.90	1.06	1.34
	AV+(A _{vj} /4) (cm2)		Bande 1	26.00	13.99	13.23	11.90
			Bande 2	11.32	6.94	5.35	4.19
armatures minimales	A _{min} /bande (cm²)		13.4	12.3	14.5	16.9	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de A _v (cm²)		Bande 1	24 HA 12 27.13	24 HA 10 18.84	24 HA 10 18.84	24 HA 10 18.84
			Bande 2	20 HA 10 15.70	18 HA 8 9.04	18 HA 8 9.04	18 HA 8 9.04
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30	30	
	Espacement (cm)		Bande 1	10	10	10	10
			Bande 2	20	20	20	20
Armatures horizontales	AH (cm2)		16.09	16.31	16.50	16.69	
	choix de la section/ml		22 HA 10 17.27	22 HA 10 17.27	22 HA 10 17.27	22 HA 10 17.27	
	Espacement st(cm)		10	10	10	10	
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²				
Véfication	τ _b = 5 MPA		τ _b	0.048	0.033	0.039	0.049
	τ _u = 3.26 MPA		τ _u	0.034	0.024	0.028	0.035
	τ _{bc} = 15 MPA		σ _{bc}	0.09	0.07	0.05	0.02

b- Voiles type VL4 : voiles de 1.80 mètre :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre [m]		0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage [m]		2.7	3.06	3.06	3.06
	L' [m]		1.80	1.80	1.80	1.80
	e [m]		0.25	0.25	0.25	0.25
	B [m²]		0.450	0.450	0.450	0.450
	H [m]		2.70	3.06	3.06	3.06
	he [m]		2.35	2.71	2.71	2.71
Solicitation de calcul	T [KN]		5.850	11.280	-18.370	24.570
	N _{ser} [KN]		53.38	38.99	28.44	16.05
	Vu [KN]		8.190	15.792	-25.718	34.398
	σ _{max} [KN/m²]		2436	1110	849	506
	σ _{min} [KN/m²]		-4416	-2434	-1845	-1264
	σ _s (KN/m²)		400	400	400	400
	L _c [m]		0.64	0.56	0.57	0.51
	L _t [m]		1.16	1.24	1.23	1.29
	d<=min(he/2;2L _c /3) [m]		0.43	0.38	0.38	0.34
	d1 = d _{adopté} [m]		0.43	0.38	0.38	0.34
	d2 = L _t - d _{adopté} [m]		0.73	0.86	0.85	0.94
	σ ₁ [KN/m²]		1624.000	740.000	566.000	337.333
	N1 [KN]		322.10	149.12	113.97	68.67
	N2 [KN]		148.89	79.59	60.46	39.74
armatures verticales	AV calculer (cm²)	Bande 1	8.05	3.73	2.85	1.72
		Bande 2	3.72	1.99	1.51	0.99
	A _{vj} (cm²)		0.23	0.43	-0.71	0.95
	AV+(Avj/4) (cm²)	Bande 1	8.11	3.84	2.67	1.95
		Bande 2	3.78	2.10	1.33	1.23
armatures minimales	A _{min} /bande (cm²)		5.3	4.7	4.7	4.3
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm²)	Bande 1	10 HA 12 11.30	10 HA 10 7.85	10 HA 8 5.02	10 HA 8 5.02
		Bande 2	8 HA 8 4.02	8 HA 8 4.02	8 HA 8 4.02	8 HA 8 4.02
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	20	20	20	20
Armatures horizontales	AH (cm²)		6.75	6.75	6.75	6.75
	choix de la section/ml		22 HA 8 11.05	22 HA 8 11.05	22 HA 8 11.05	22 HA 8 11.05
	Espacement st(cm)		10	10	10	10
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Véfication	$\overline{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	τ_b	0.020	0.039	-0.064	0.085
	$\overline{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	τ_u	0.014	0.028	-0.045	0.061
	$\overline{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ_{bc}	0.11	0.08	0.06	0.04

3-4-2-Les voiles disposés suivant (X-X) :

a- Voiles types VT1 : voile de 1.45 mètre

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre [m]		0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage [m]		2.7	3.06	3.06	3.06
	L' [m]		1.45	1.45	1.45	1.45
	e [m]		0.25	0.25	0.25	0.25
	B [m²]		0.306	0.313	0.319	0.325
	H [m]		2.70	3.06	3.06	3.06
	he [m]		2.35	2.71	2.71	2.71
Solicitation de calcul	T [KN]		113.990	32.540	34.770	55.180
	N _{ser} [KN]		120.85	80.06	56.19	26.13
	Vu [KN]		159.586	45.556	48.678	77.252
	$\sigma_{\max}$ [KN/m²]		3020	825	1762	3211
	$\sigma_{\min}$ [KN/m²]		-6330	-2866	-2825	-3091
	σ_s (kN/m²)		400	400	400	400
	Lc [m]		0.40	0.28	0.49	0.66
	Lt [m]		0.83	0.97	0.79	0.64
	d $\leq$ min(he/2;2Lc/3) [m]		0.26	0.19	0.33	0.44
	d1 = d adopté [m]		0.26	0.19	0.33	0.32
	d2 = Lt -d adopté [m]		0.57	0.78	0.46	0.32
	σ_1 [KN/m²]		2013.140	549.873	1174.627	1545.395
	N1 [KN]		275.07	79.52	163.23	184.75
	N2 [KN]		142.32	53.92	67.34	61.58
armatures verticales	AV calculer (cm²)	Bande 1	6.88	1.99	4.08	4.62
		Bande 2	3.56	1.35	1.68	1.54
	Avj (cm²)		4.39	1.25	1.34	2.12
	AV+(Avj/4) (cm²)	Bande 1	7.97	2.30	4.42	5.15
		Bande 2	4.66	1.66	2.02	2.07
armatures minimales	A _{min} /bande (cm²)		3.3	2.3	4.1	5.5
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm²)	Bande 1	6 HA 14 9.23	6 HA 12 6.78	6 HA 12 6.78	6 HA 12 6.78
		Bande 2	8 HA 10 6.28	8 HA 10 6.28	8 HA 10 6.28	8 HA 10 6.28
	ST $\leq$ min(1,5e;30cm)		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	20	20	20	20
Armatures horizontales	AH (cm²)		4.59	4.69	4.78	4.88
	choix de la section/ml		12 HA 8 6.03	12 HA 8 6.03	12 HA 8 6.03	12 HA 8 6.03
	Espacement st(cm)		20	20	20	20
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Véfication	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	τ_b	0.579	0.162	0.170	0.264
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	τ_u	0.414	0.116	0.121	0.189
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ_{bc}	0.38	0.25	0.17	0.08

Chapitre VII

Etude de l'infrastructure

Introduction

La fondation est la partie enterrée d'un ouvrage qui permet la transmission des charges de la superstructure au sol.

VII.1. Différents types de fondations

VII.1.1. Fondations superficielles

Ces fondations sont employées sur des sols présentant une capacité portante élevée. Elles permettent une transmission directe des charges au sol.

Parmi les principaux types de fondations superficielles couramment utilisés, on distingue :

- Les semelles isolées,
- Les semelles filantes,
- Les radiers

VII.1.2. Fondations semi-profondes :

Elles sont utilisées lorsque le sol en surface présente une faible capacité portante ou lorsque le bon sol se situe à une profondeur telle que le rapport $4 < D/B < 10$, comme c'est le cas pour :

- Les puits.

VII.1.3. Fondations profondes

Les pieux sont utilisés lorsque les sols ont une très faible capacité portante, lorsque le sol de bonne qualité se trouve à grande profondeur, ou lorsque le rapport $\frac{D}{B} \leq 10$, comme :

- Les pieux

Avec :

- **D** : la hauteur d'ancrage.
- **B** : la largeur de la base de la fondation.

VII.2. Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une analyse approfondie du sol, qui fournit des données précieuses sur sa capacité portante.

L'étude géotechnique réalisée a permis de tirer les conclusions suivantes :

- La contrainte admissible du sol est de $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$ à une profondeur de **2 mètres**.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux

VII.3. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- ❖ Type d'ouvrage à construire.
- ❖ Les caractéristiques du sol.
- ❖ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ❖ La charge totale transmise au sol.
- ❖ L'économique.
- ❖ La facilité de réalisation.

Les combinaisons sismiques et de charges verticales sont spécifiées ci-dessous :

Selon le RPA version 2024 (Combinaisons d'actions sismiques):

- $G + Q \pm E$
- $0.8G + E$

Selon le BAEL 91 modifiée 99 :

- ELU : $1.35G + 1.5Q$

VII.4. Dimensionnement

VII.4.1. Semelles isolées

A. Le pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{S}$$

Avec :

- N_s^{max} : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS
- S : Surface de la semelle ($S=A \times B$)
- $\bar{\sigma}_{sol}$: contrainte admissible du sol donné par le rapport géotechnique

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{45}{45} = 1 \text{ Avec: } a = b \text{ (poteau carré)}$$

$$D'où : B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

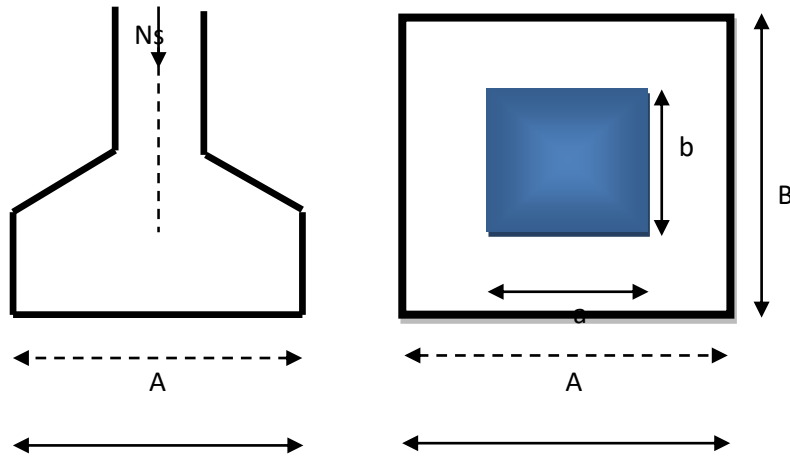


Figure VII.1 : Dimensionnement d'une semelle isolée.

Avec :

$$N_s^{\max} = 443.46 \text{ kN}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bar} = 0.2 \text{ MPa} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{443.46}{200}} \cong 2 \text{ m} \Rightarrow A = B = 2 \text{ m}$$

B. Risque de chevauchement des semelles distance entre axes 5 m.

On la section des semelles sous poteau totale est :

$$S = n \times B^2 = 16 \times (2)^2 \Rightarrow S = 64 \text{ m}^2$$

Avec :

- n : nombre des poteaux.
- La section totale du bâtiment est :

$$S_{\text{bat}} = 11.80 \times 10.75 = 126.85 \text{ m}^2$$

Donc :

$$S = 64 > 50\% S_{\text{bat}} = 63.425 \text{ m}^2$$

Remarque : La surface occupée par les semelles sous les poteaux représente plus de 50% de la surface totale du bâtiment. Cela indique que ce type de fondation n'est pas adapté à notre projet. Il est donc préférable d'opter pour des semelles filantes.

VII.4.2. Semelles filantes

A. Le pré dimensionnement :

• Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N_s , données par la condition la plus défavorable.

Avec : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{L \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

- B : Largeur de la semelle
- L : Longueur de la semelle sous voile
- G : Charge permanent à la base du voile considéré
- Q : Surcharge d'exploitation à la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

❖ Sens longitudinal

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

Voile	N_s (KN)	L (m)	B (m)	$S=B \times L$ (m ²)
VL1	102.03	4.75	0.11	0.52
VL2	85.50	4.75	0.09	0.43
VL3	83.42	1.80	0.23	0.41
VL4	53.38	1.80	0.15	0.27
				$\Sigma S = 1.63 \text{ m}^2$

❖ Sens transversal

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

Voile	N_s (KN)	L (m)	B (m)	$S=B \times L$ (m ²)
VT1	154.29	1.45	0.53	0.77
VT2	154.29	1.45	0.53	0.77
VT3	120.85	1.45	0.41	0.59
VT4	108.37	1.45	0.37	0.53
VT5	35.46	1.90	0.09	0.17
VT6	85.5	1	0.43	0.43
				$\Sigma S = 3.26 \text{ m}^2$

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 1.63 + 3.26 \Rightarrow S_v = 4.89 \text{ m}^2$$

- **Semelles filantes sous poteaux**

On fera le calcul sur le portique longitudinal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	Ns (KN)	Ms (KN.m)	ei (m)	N × ei
C3	60.87	-1.206	5.75	350
C6	84.27	-8.663	3.95	332.86
C11	443.46	-0.457	-1	-443.46
C14	357.27	15.691	-5.75	-2054.3
	$\Sigma=945.87$	$\Sigma=-5.365$		$\Sigma= -1335.1$

B. Détermination de la coordonnée de la résultante des forces

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \left| \frac{-1335.1 + 5.365}{945.87} \right| \Rightarrow e = 1.39 \text{ m}$$

Avec: $R = \sum N_s$

C. Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle

$$e = 1.39 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{11.8}{6} = 1.96 \text{ m}$$

Répartition trapézoïdale :

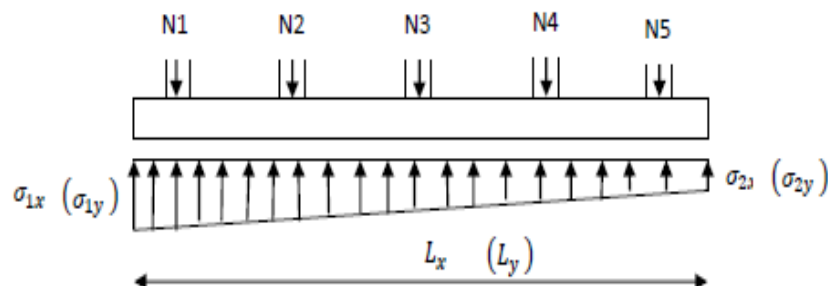


Figure VII.2 : Schéma statique des semelles sous poteaux (charges centrées).

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{945.87}{11.8} \times \left(1 - \frac{6 \times 1.96}{11.8} \right) \Rightarrow q_{\min} = 0.27 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{945.87}{11.8} \times \left(1 + \frac{6 \times 1.96}{11.8} \right) \Rightarrow q_{\max} = 160.04 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{945.87}{11.5} \times \left(1 + \frac{3 \times 1.92}{11.5} \right) \Rightarrow q_{(L/4)} = 120.1 \text{ KN/ml.}$$

D. Détermination de la largeur de la semelle

$$\frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{120.1}{200} = 0.61 \text{ m}$$

$$B \geq 0.61 + 2d_{br} = 0.61 + 2 \times 0.20 = 1.01 \text{ m}$$

Avec : ($d_{br} > 0.2$)

Donc on opte pour **B = 1.40 m.**

On aura la surface totale :

$$S_p = B \times L \times n = 1.40 \times (11.8 \times 4) \Rightarrow S_p = 66.08 \text{ m}^2$$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_v + S_p = 4.89 + 66.08 \Rightarrow S_t = 70.97 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :

$$S_{\text{bat}} = 126.85 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$S_t = 70.97 > 50\% S_{\text{bat}} = 63.42 \text{ m}^2$$

Conclusion :

Les résultats obtenus montrent que la surface occupée par les semelles filantes dépasse 50% de la surface totale de l'emprise au sol du bâtiment. De ce fait, il y a un risque de chevauchement inévitables entre les semelles filantes et leurs dispositions est donc impossible.

Alors on opte au final pour des fondations superficielles de type **radier nervuré.**

VII.4.3. Etude du radier général

Le radier se définit comme une fondation qui fonctionne tel un plancher inversé, reposant sur les poteaux de la structure et soumis aux réactions du sol, lesquelles sont atténuées par son propre poids.

Il présente plusieurs avantages :

- Rigidité dans son plan horizontal
- Répartition uniforme des charges sur le sol de fondation
- Coffrage simplifié
- Exécution rapide

VII.4.3.1. Pré dimensionnement du radier

A. Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

- L_e : Longueur élastique
- K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen
- I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)
- E : Module de déformation longitudinale déferée
- $L_{\max}$: Distance maximale entre nus des nervures.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.95\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 103 \Rightarrow h \geq 110 \text{ cm}$$

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{495}{8} \leq h \leq \frac{495}{5} \Rightarrow 62 \leq h \leq 99 \text{ cm}$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de $h_n = 110 \text{ cm}$

B. La largeur de la nervure :

Elle doit vérifier la condition suivante avec $h_n = 110 \text{ cm}$

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \Rightarrow 0.4 \times 110 \leq b_n \leq 0.7 \times 110 \Rightarrow 44 \leq b_n \leq 77$$

On prend : $b_n = 60 \text{ cm}$

C. Dalle de radier :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec } h_d \geq 25 \text{ cm.}$$

$$h_d \geq \frac{495}{20} = 24.75 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } h_d = 30 \text{ cm}$$

- Epaisseur de la dalle flottante**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq e_{\text{dalle}} \leq \frac{L_{\max}}{40} \Rightarrow \frac{495}{50} \leq e_{\text{dalle}} \leq \frac{495}{40} \Rightarrow 9.9 \leq e_{\text{dalle}} \leq 12.38$$

On prend : $e_{\text{dalle}} = 15 \text{ cm}$

Conclusion

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- $h_n = 110 \text{ cm} \Rightarrow$ Hauteur de la nervure.
- $b_n = 60 \text{ cm} \Rightarrow$ Largeur de la nervure.
- $h_d = 30 \text{ cm} \Rightarrow$ Hauteur de la dalle du radier.
- $e_{\text{dalle}} = 15 \text{ cm} \Rightarrow$ Epaisseur de la dalle flottante.
- $c = 5 \text{ cm} \Rightarrow$ Enrobage (Article A.7.1 du BAEL 91).

VII.4.3.2. Calcul de la surface nécessaire au radier

-Charge permanente de la structure : $G = 13672.34 \text{ KN}$

-Charge d'exploitation de la structure : $Q = 1854.55 \text{ KN}$

A. Combinaison d'actions

- **Selon l'état limite ultime :**

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 13672.34) + (1.5 \times 1854.55) \Rightarrow N_u = 21239.9 \text{ KN}$$

- **Selon l'état limite de service :**

$$N_s = G + Q = (13672.34) + (1854.55) \Rightarrow N_s = 15526.89 \text{ KN}$$

B. Détermination de la surface du radier

- Selon l'état limite ultime :

$$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{sol}} = \frac{21239.9}{1.33 \times 200} = 70.85 \text{ m}^2$$

- Selon l'état limite de service :

$$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{15526.89}{200} = 77.63 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{rad} = \max (S_{nec}^{ELU}, S_{nec}^{ELS}) = \max(70.85; 77.63) \Rightarrow S_{rad} = 77.63 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 126.85 > S_{rad} = 77.63 \text{ m}^2$$

Remarque

Il semble que la surface totale du bâtiment dépasse celle requise pour le radier. Dans ce cas, nous choisissons d'appliquer un débordement minimal, conformément aux prescriptions des règles du BAEL. Ce débordement sera déterminé selon le calcul suivant :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) \Rightarrow L_{deb} \geq \max\left(\frac{110}{2}; 30\text{cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de : $L_{deb} = 55 \text{ cm}$

$$S_{deb} = P \cdot L_{deb} = 45.1 \times 0.50 \Rightarrow S_{deb} = 25.05 \text{ m}^2$$

Avec :

P : périmètre du bâtiment.

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 126.85 + 25.805 \Rightarrow S_{rad} = 151.6 \text{ m}^2$$

VII.4.3.3. Calcul des sollicitations à la base du radier**A. Charge permanente**

Poids du bâtiment : $G_{bat} = 13672.34 \text{ KN}$

Poids de radier :

$$G_{rad} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} \\ + \text{poids de la dalle flottante}$$

Poids de la dalle :

$$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b \Rightarrow P_{dalle} = 151.66 \times 0.30 \times 25 \Rightarrow P_{dalle} = 1137.45 \text{ KN}$$

Poids des nervures :

$$P_{\text{nerv}} = b_n(h_n - h_d) \times \rho_b \times (L_x n_x + L_y n_y)$$

$$P_{\text{nerv}} = 0.60 \times (1.1 - 0.30) \times 25 \times (11.8 \times 4 + 10.75 \times 4)$$

$$P_{\text{nerv}} = 0.60 \times 0.8 \times 25 \times 90.2 \Rightarrow P_{\text{nerv}} = 1082.4 \text{ KN}$$

Poids de TVO (remblai) :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$\text{Avec : } S_{\text{ner}} = b_n \times (L_x n_x + L_y n_y) = 0.60 \times 90.2 \Rightarrow S_{\text{ner}} = 54.12 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } P_{\text{TVO}} = (151.66 - 54.12) \times (1.1 - 0.30) \times 17 \Rightarrow P_{\text{TVO}} = 1326.54 \text{ KN}$$

Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times e_{\text{dalle}} \times \rho_b = 151.66 \times 0.15 \times 25 \Rightarrow P_{\text{dalle}} = 568.725 \text{ KN}$$

Enfin :

$$G_{\text{rad}} = 1137.45 + 1082.4 + 1326.54 + 568.725 \Rightarrow G_{\text{rad}} = 4115.12 \text{ KN}$$

B. Surcharge d'exploitation

-Surcharge de bâtiment : $Q_{\text{bat}} = 1854.55 \text{ KN}$

-Surcharge du radier :

$$Q_{\text{rad}} = Q_{\text{RDC}} \times S_{\text{rad}} = 5 \times 151.66 \Rightarrow Q_{\text{rad}} = 758.3 \text{ KN}$$

C. Poids totale la structure :

$$G_T = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 13672.34 + 4115.12 \Rightarrow G_T = 17787.46 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 1854.55 + 758.3 \Rightarrow Q_T = 2612.85 \text{ KN}$$

D. Combinaison d'action :

- Selon l'état limite ultime :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 17787.46) + (1.5 \times 2612.85)$$

$$N_u = 27932.346 \text{ KN}$$

- Selon l'état limite de service :

$$N_s = G + Q = (17787.46) + (2612.85)$$

$$N_s = 20400.31 \text{ KN}$$

VII.4.3.4. Vérifications

A. Vérification à la contrainte de cisaillement (BAEL 91/Art A.5.1,221)

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

- $b = 110 \text{ cm}$
- $d = 0.9h_d = 27 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{27932.346 \times 1.1}{151.66} \times \frac{4.95}{2} = 501.42 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{501.42 \times 10^3}{1100 \times 270} \Rightarrow \tau_u = 1.68$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B. Poinçonnement (BAEL 91 / Art. A.5.2,42)

$$Q_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

- Q_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime (Déduite d'ETABS).
- $h = 1.1 \text{ m}$: L'épaisseur totale des nervures.
- U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen tel que :

Sous poteau :

$$U_c = 2[U+V] = 2 \times [u+v+2h] = 2 \times [0.45+0.45+2 \times 1.1] \Rightarrow U_c = 6.2 \text{ m}$$

Sous voile :

$$U_c = 2[U+V] = 2 \times [u+v+2h] = 2 \times [0.25+4.75+2 \times 1.1] \Rightarrow U_c = 14.4 \text{ m}$$

Donc :

Sous poteau

$$0.045 \times 6.2 \times 1.1 \times \frac{25000}{1.5} \Rightarrow N_u = 5115 \text{ kN.}$$

Sous voile

$$0.045 \times 14.4 \times 1.1 \times \frac{25000}{1.5} \Rightarrow N_u = 11880 \text{ kN}$$

C. 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 :

- $\mathbf{M}_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;
- $\mathbf{T}_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;
- $\mathbf{h}$: Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

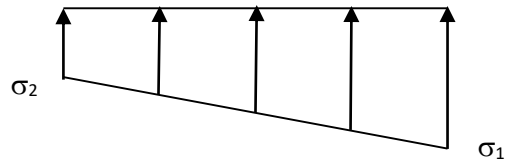


Figure VI.3: Diagramme des contraintes

Avec :

- $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$
- $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

- **Calcul du centre de gravité du radier**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

- S_i : Aire du panneau considéré.
- X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Vu que la géométrie du radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes (X-X ; Y-Y)

$$X_G = \frac{\text{largeur du bâtiment}}{2} = \frac{10.75}{2} \Rightarrow X_G = 5.375 \text{ m.}$$

$$Y_G = \frac{\text{longueur du bâtiment}}{2} = \frac{11.8}{2} \Rightarrow Y_G = 5.9 \text{ m.}$$

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{10.75 \times 11.8^3}{12} \Rightarrow I_{xx} = 1471.88 m^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{11.8 \times 10.75^3}{12} \Rightarrow I_{yy} = 1221.59 m^4$$

- **Sens longitudinal**

$$M_x = 17090.48 + 887.82 \times 1.1 \Rightarrow M_x = 18067.082 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Selon l'état limite ultime :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{27932.346}{151.66} + \frac{18067.082}{1221.59} \times 5.375 \Rightarrow \sigma_1 = 263.67 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{27932.346}{151.66} - \frac{18067.082}{1221.59} \times 5.375 \Rightarrow \sigma_2 = 104.68 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 263.67 + 104.68}{4} \Rightarrow \sigma_m = 223.92 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 223.92 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \bar{\sigma}_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- ❖ **Selon l'état limite de service :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{20400.31}{151.56} + \frac{18067.082}{1221.59} \times 5.375 \Rightarrow \sigma_1 = 214 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{20400.31}{151.56} - \frac{18067.082}{1221.59} \times 5.375 \Rightarrow \sigma_2 = 55.01 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 214 + 55.01}{4} \Rightarrow \sigma_m = 174.25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 174.25 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D. Poussée hydrostatique :

Il faut s'assurer que :

$$P \geq F_s \times h \times S_{\text{radier}} \times \gamma_w$$

Avec :

- **P** : Poids total à la base du radier.
- **F_s=1.50**: Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement.
- **γ_w= 10 kN/m²** : Poids volumique de l'eau.
- **h =1.1 m**: Profondeur de l'infrastructure.
- **S =151.66m²** : Surface du radier.

Donc :

$$27932.346 \text{ KN} \geq 2500.74 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

VII.4.3.5. Ferrailage du radier**A. Ferrailage du radier**

Dans le cadre du ferrailage du radier, les prescriptions du **BAEL 91, modifié en 99**, sont appliquées. Le radier est considéré comme un **plancher inversé soumis à une charge uniformément répartie**. L'analyse est réalisée en utilisant la **méthode des panneaux encastres sur quatre appuis**.

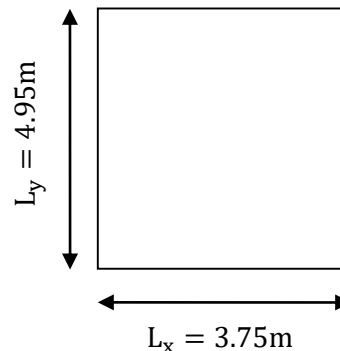
- **Identification du panneau le plus sollicité :**

Remarque

Étant donné que les panneaux sont soumis à des charges similaires, il est nécessaire d'uniformiser le ferrailage afin d'en simplifier la mise en œuvre. Pour cela, les calculs seront effectués sur le panneau le plus sollicité, et le ferrailage ainsi déterminé sera généralisé à l'ensemble du radier. Les dimensions du panneau le plus sollicité sont les suivantes :

$$L_x = 3.75 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_y = 4.95 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.75}{4.95} = 0.75$$



$0.4 \leq \rho = 0.75 \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Lors du calcul du ferrailage, on doit retirer de la contrainte maximale $\sigma_m^{\max}$ la contrainte associée au poids propre du radier, qui est directement soutenu par le sol.

- Selon l'état limite ultime :

$$\sigma_m = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(263.67; 104.68) \Rightarrow \sigma_m = 263.67 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(263.67 - \frac{4115.12}{151.56}\right) \times 1\text{m} \Rightarrow q_u = 236.51 \text{ KN/ml}$$

- Selon l'état limite de service :

$$\sigma_m = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(214; 55.01) \Rightarrow \sigma_m = 214 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(214 - \frac{9407.53}{151.56}\right) \times 1\text{m} \Rightarrow q_s = 186.84 \text{ KN/ml}$$

B. Calcul à l'état limite ultime :

- Calcul des sollicitations

•

On a: $\rho = 0.75$ et $v = 0$

$$\Rightarrow \text{Al'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0622 \\ \mu_y = 0.509 \end{cases}$$

❖ Moment fléchissant

Suivant (x-x)

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0622 \times 236.51 \times 3.55^2 \Rightarrow M_{0x} = 185.39 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y)

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.509 \times 185.39 \Rightarrow M_{0y} = 94.35 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi-encastrement de la dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront ajustés en considérant un panneau intermédiaire, avec un coefficient de **-0,5 aux appuis** et de **0,75 en travée**.

❖ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 185.39 \Rightarrow M_{tx} = 139.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{oy} = 0.75 \times 94.35 \Rightarrow M_{ty} = 70.76 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = -0.5 M_{ox} = -0.5 \times 185.39 \Rightarrow M_{ax} = -92.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{oy} = -0.5 \times 94.35 \Rightarrow M_{ay} = -47.175 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec :

- **b = 100 cm**
- **h = 30 cm**
- **d = 25 cm**
- **C= 5**

Tableau VII.4 : Ferraillage du panneau de dalle du radier

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	st (cm)
X-X	Appuis	92.69	0.104	0.945	SSA	11.27	6HA16=12.06	20
	Travée	139.04	0.156	0.915	SSA	17.46	6HA20=18.85	20
Y-Y	Appuis	47.175	0.054	0.972	SSA	5.57	5HA12=5.65	25
	Travée	70.76	0.080	0.958	SSA	8.48	5HA16=10.05	25

C. Vérification à L'ELU

- **Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99)**

$$\omega_x = \frac{A_{min}}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow A_{min} \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$$

Avec :

- ω_0 : le taux d'armatures $\Rightarrow \omega_0 = 0.0008 \rightarrow \text{fe 400}$

$$A_{min} \geq 0.0008 \times \frac{3 - 0.75}{2} \times 100 \times 30 \Rightarrow A_{min} = 2.7 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

Sens	Zone	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
X-X	Appuis	12.06	2.7	Condition vérifiée
	Travée	18.85		Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	5.65		Condition vérifiée
	Travée	10.05		Condition vérifiée

D. Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99)

L'espacement entre les armatures d'une même nappe ne doit pas aller au-delà des valeurs suivantes, h désignant l'épaisseur totale de la dalle.

Suivant (x-x) :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant (y-y) :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

E. Diamètre maximal des barres (BAEL 91 / Art. A.7.2,1)

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{30}{10} \Rightarrow \phi_{\max} \leq 30 \text{ mm}$$

$$\Phi_{\text{adopté}} = 20 \text{ mm} < 30 \text{ mm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

F. Calcul et vérification à l'ELS

On a: $\rho = 0.75$ et $v = 0.2$

$$\Rightarrow \text{Al'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0685 \\ \mu_y = 0.644 \end{cases}$$

- Moments fléchissant**

Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0685 \times 186.84 \times 3.55^2 \Rightarrow M_{0x} = 161.29 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.644 \times 161.29 \Rightarrow M_{0y} = 103.87 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 161.29 \Rightarrow M_{tx} = 120.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 103.87 \Rightarrow M_{ty} = 77.90 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis**

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 161.29 \Rightarrow M_{ax} = -80.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 103.87 \Rightarrow M_{ay} = -51.93 \text{ KN.m}$$

G. Vérification des contraintes

- **Dans le béton**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Zone	As(cm ²)	Ms	ρ_1	β	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	K ₁	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	12.06	80.64	0.482	0.895	298.84	348	32.62	9.16	15	Cv
	Travée	18.85	120.29	0.750	0.875	291.72	348	25.00	11.66	15	Cv
Y-Y	Appuis	5.65	23.04	0.225	0.924	176.53	348	50.79	3.47	15	Cv
	Travée	10.05	77.90	0.408	0.902	343.73	348	36.02	9.54	15	Cv

VII.4.3.6. Ferrailage du débord

Le débord est considéré comme une console soumise à une charge répartie de façon uniforme. Le calcul sera réalisé pour une bande d'une longueur de 1 mètre

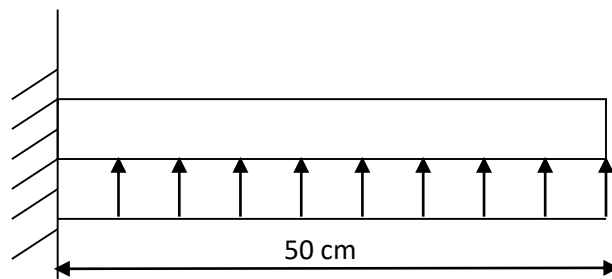


Figure VI.4: Schéma statique du débord.

A. Sollicitation de calcul

- Selon l'état limite ultime :

$$P_u = q_u = 236.51 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-236.51 \times 0.50^2}{2} \Rightarrow M_u = -29.56 \text{ KN.m}$$

- Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

- $M_u = 29.56 \text{ KN.m}$
- $b = 100 \text{ cm}$
- $d = h - c = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{29.56 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu = 0.034$$

$\mu = 0.034 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.034 \Rightarrow \beta = 0.983$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} \Rightarrow A_t = \frac{29.56 \times 10^3}{0.983 \times 25 \times 348} \Rightarrow A_t = 3.4$$

Remarque :

"Les armatures prévues pour la dalle sont plus importantes que celles requises pour le débord. Afin d'assurer une cohérence dans le ferrailage, elles seront prolongées pour servir également de ferrailage pour le débord."

VII.4.3.7. Ferrailage de la nervure :

"Afin de prévenir tout risque de soulèvement du radier, celui-ci sera muni de nervures disposées dans les deux directions. Ces nervures seront conçues comme des poutres continues sur appuis multiples, recevant les charges transmises par les dalles. Les réactions du sol seront modélisées sous forme de charges réparties triangulaires et trapézoïdales appliquées sur les nervures."

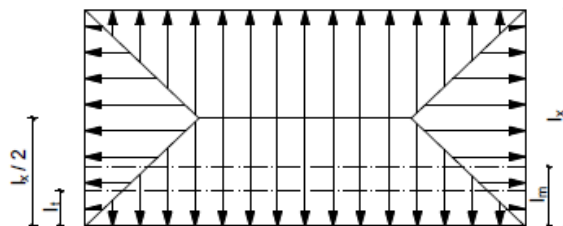


Figure VI.5 : Présentation des chargements simplifiés

A. Cas de chargement triangulaire :

-Moment fléchissant : $l_m = 0.333 \times l_x$

-Effort tranchant : $l_t = 0.25 \times l_x$

B. Cas de chargement trapézoïdal :

-Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$

-Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$

Avec :

- Moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

- Efforts tranchants :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_t$$

Remarque : Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

C. Sens longitudinal :

Tableau VII.7: Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Q _u	Σ Q _u	Q _s	Σ Q _s	Q _u	Σ Q _u	Q _s	Σ Q _s
34	(A-B)	1.8	3.55	0.507	Triangulaire	0.60	0.45	263.67	186.84	141.76	283.53	111.99	223.98	106.43	212.86	84.078	168.156
	(B-C)	1.8	3.75	0.48	Triangulaire	0.60	0.45	263.67	186.84	141.76		111.99		106.43		84.078	
23	(A-B)	3.55	4.95	0.717	trapézoïdal	1.47	1.32	263.67	186.84	347.83	706.45	274.78	558.09	311.84	628.05	246.353	496.149
	(B-C)	3.75	4.95	0.757	trapézoïdal	1.52	1.34	263.67	186.84	358.62		283.31		316.20		249.795	
12	(A-B)	3.55	4.75	0.75	trapézoïdal	1.44	1.28	263.67	186.84	341.64	692.97	269.89	547.44	302.56	607.82	239.020	480.172
	(B-C)	3.75	4.75	0.79	trapézoïdal	1.49	1.29	263.67	186.84	351.33		277.54		305.26		241.152	

D. Sens transversal :**Tableau VII.8:** charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversale).

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
AB	(1-2)	3.55	4.75	0.747	Triangulaire	1.18	0.89	236.51	186.84	279.59	559.18	220.87	441.75	209.90	419.81	165.82	331.641
	(2-3)	3.55	4.95	0.717	Triangulaire	1.18	0.89	236.51	186.84	279.59		220.87		209.90		165.82	
BC	(1-2)	3.75	4.75	0.789	Triangulaire	1.25	0.94	236.51	186.84	295.34	590.68	233.32	466.63	221.73	443.46	175.16	350.325
	(2-3)	3.75	4.95	0.758	Triangulaire	1.25	0.94	236.51	186.84	295.34		233.32		221.73		175.16	
CD	(1-2)	3.1	4.75	0.65	Triangulaire	1.03	0.775	236.51	186.84	244.15	488.30	192.87	385.75	183.30	366.59	144.80	289.602
	(2-3)	3.1	4.95	0.63	Triangulaire	1.03	0.775	236.51	186.84	244.15		192.87		183.30		144.80	

A. Les diagrammes des moments fléchissant (ELU et ELS)

- Sens longitudinal



Diagramme VII.1: Schéma statique de la nervure à l'ELU sens (y-y).

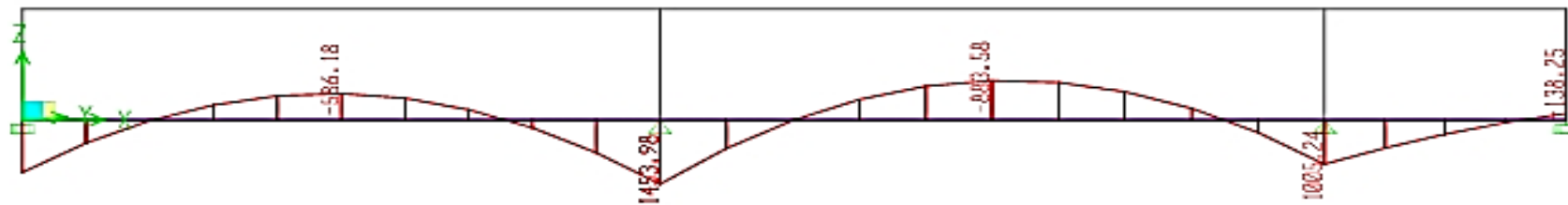


Diagramme VII.2: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU sens (y-y)

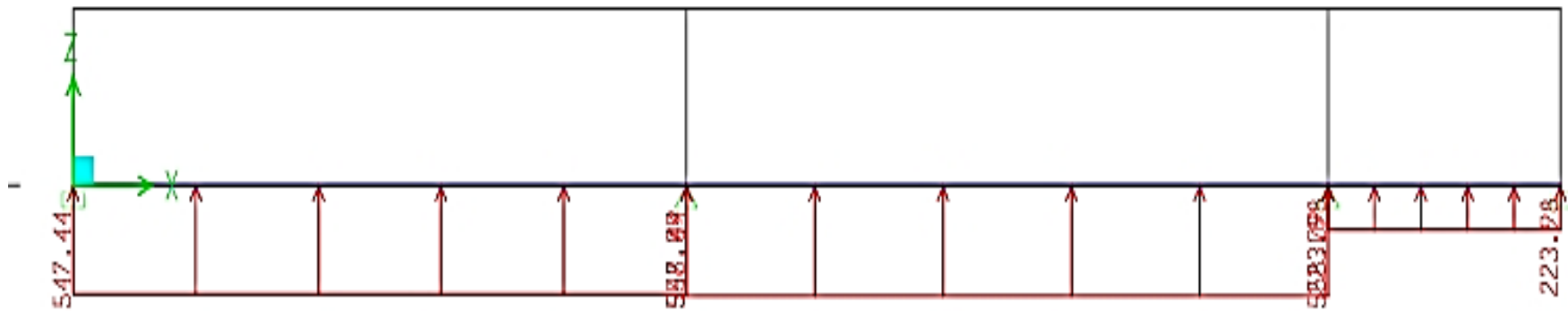


Diagramme VII.3: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens y-y).

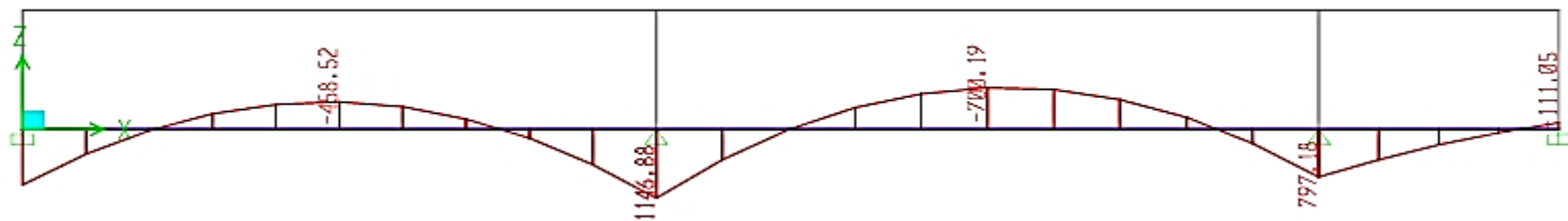


Diagramme VII.4: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens y-y).

- Sens transversal (x-x) :

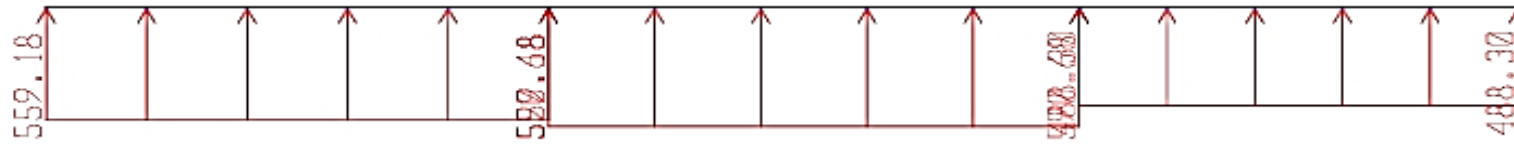


Diagramme VII.5: Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens x-x).

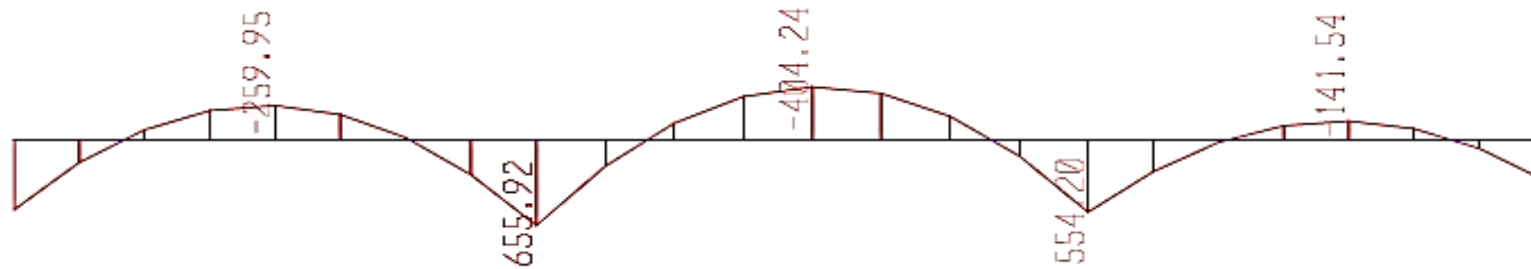


Diagramme VII.6: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens x-x).

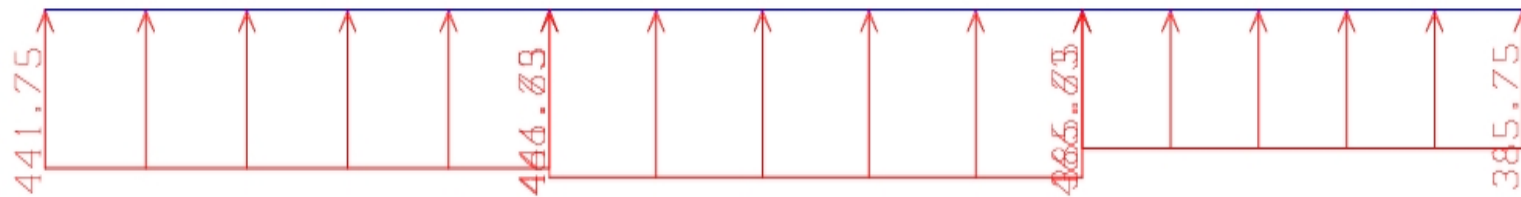


Diagramme VII.7: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens x-x).

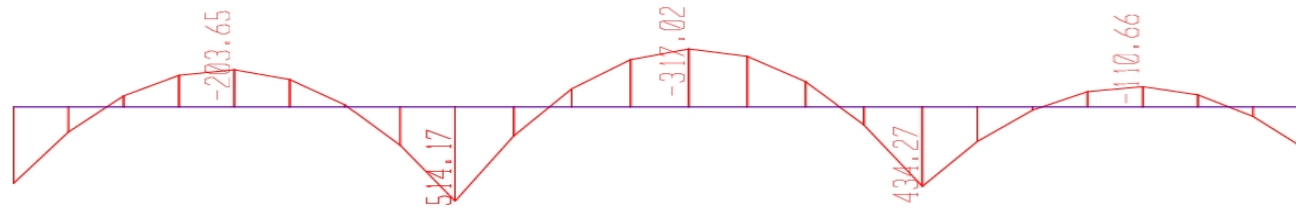


Diagramme VII.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens x-x).

A. Les diagrammes des efforts tranchants (ELU et ELS)

- **Sens longitudinal**

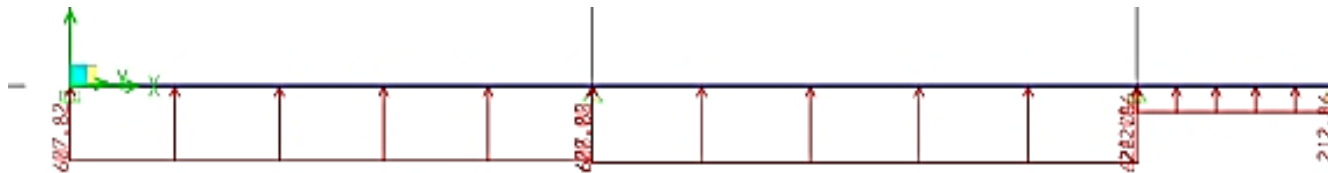


Diagramme VII.9: Schéma statique de la nervure à l'ELU sens (y-y).

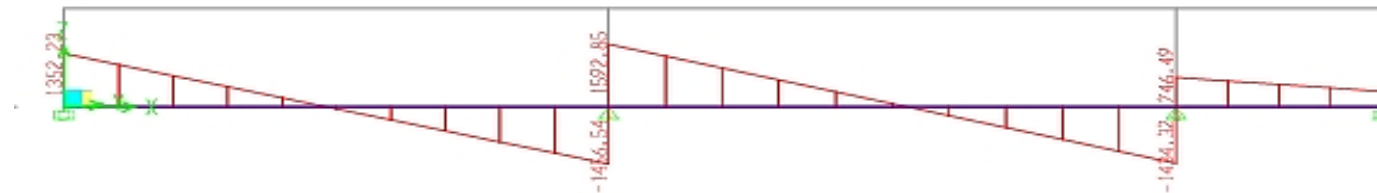


Diagramme VII.10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU sens (y-y).

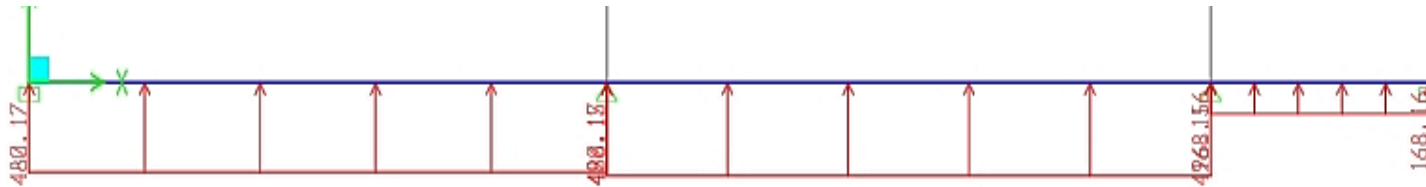


Diagramme VII.11: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens y-y).

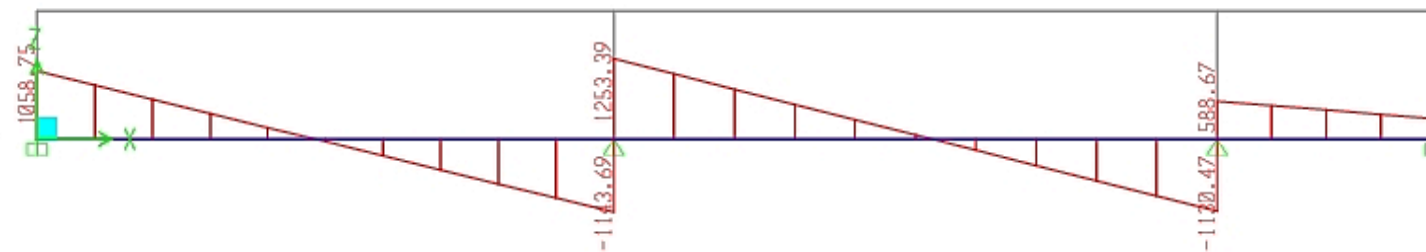


Diagramme VII.12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens y ;y).

- Sens transversal (x-x) :

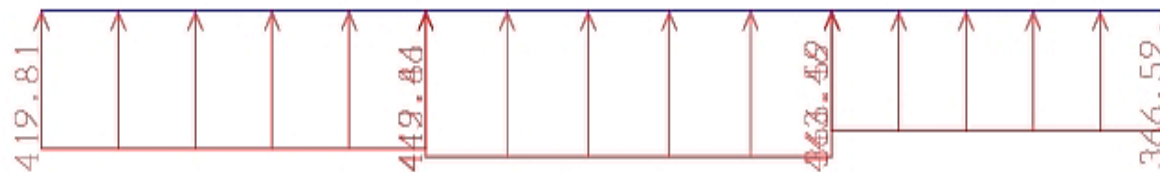


Diagramme VII.13: Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens x-x).

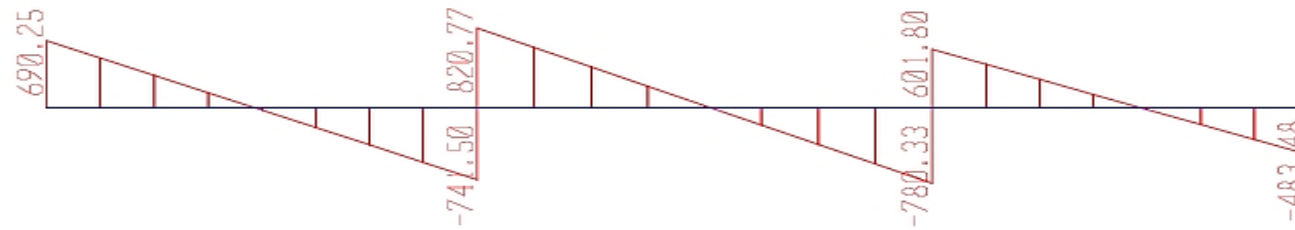


Diagramme VII.14: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens x-x).

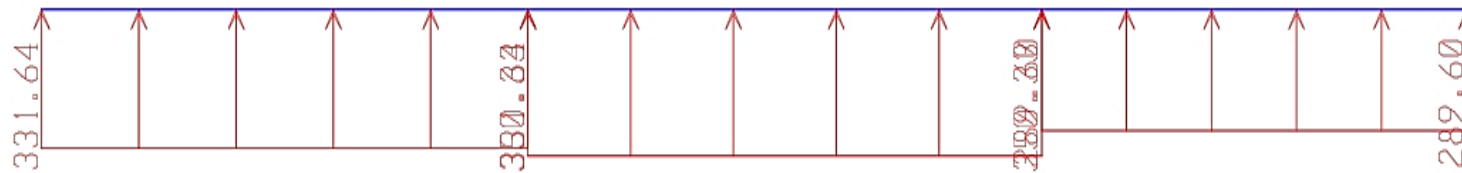


Diagramme VII.15: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens x-x).

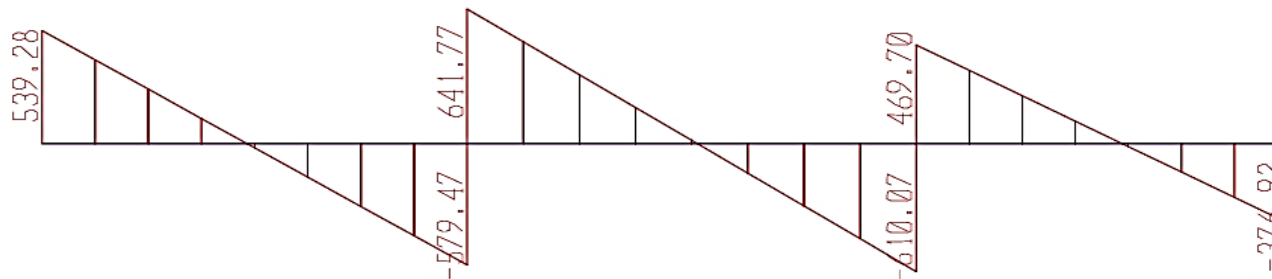


Diagramme VII.16: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens x-x)

Tableau VII.9 : Les efforts internes dans les nervures

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	1453.98	1146.88	655.92	514.17
M_{tmax}(KN.m)	-883.58	-700.19	-404.24	-317.09
T_{max} (KN)	1456.54	1253.39	820.77	641.77

- **Calcul des Armatures**

- ❖ **Armatures longitudinales**

Avec : b=60 cm d= 105 cm

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

- ❖ **Vérification à l'ELU**

- **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99)**

$$A_{\text{adop}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 105 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\text{min}} = 7.6 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.10: Le ferrailage adopté pour la nervure

Sens	Zone	M _u (KN.m)	A(cm ²)	A _{min}	A adoptée(cm ²)
X-X	Appuis	655.92	18.66	7.6	6HA20 (fil) = 18.85
	Travée	-404.24	11.33		6HA20(fil) = 18.85
Y-Y	Appuis	1453.98	43.63		12HA20(fil)+6HA14(chap) =46.94
	Travée	-883.58	25.5		6HA20 (fil)+6HA12(chap) = 25.64

- **Vérification des recommandations exigées par le RPA :**

Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'armatures sera **0.5%** de la section du béton : **0.5% × b × h**

$$A_{\min} = 60 \times 110 \times 0.005 = \mathbf{33 \text{ cm}^2}$$

Tableau VII.11 : Vérification des sections adoptées pour les nervures selon le RPA

	$A_{\text{adop}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	Observation $A_{\text{adop}} > A_{\min}$
X-X	12HA20=37.7	33	CV
	12HA20=37.7		CV
Y-Y	12HA20+6HA10=49.76		CV
	12HA20=37.7		CV

Selon le RPA (Art 7.5.2.2 RPA 24/ version 2024)

- **Espacement des armatures transversales**

Zone nodale :

$$S_{t \max} \leq \min (h/4, 12\phi) = \min (110/4, 12 \times 2) \Rightarrow S_t = \mathbf{24 \text{ cm.}} \quad S_t = \mathbf{10}$$

Zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 110/2 = 55 \Rightarrow S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

- **Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91 / Art. A.5.1 ,22)**

$$S_{t \max} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (94.5 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t \max} \leq \mathbf{40 \text{ cm.}}$$

$$S_{t \max \text{ adopté}} = \mathbf{20 \text{ cm}} < S_{t \max} = \mathbf{40 \text{ cm.}} \Rightarrow \mathbf{\text{La condition est vérifiée.}}$$

- **Armatures de peau : (Art. A.8.3/ 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) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$\text{On opte pour : } \mathbf{2HA14 = 3.08 \text{ cm}}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91/ Art A.5.1 ,211)**

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} \Rightarrow \tau_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Sens longitudinal : $T_u^{\max} = 1456.54 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1456.54 \times 10^3}{600 \times 1050} \Rightarrow \tau_u = 2.31 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal : $T_u^{\max} = 820.77 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{820.77 \times 10^3}{600 \times 105} \Rightarrow \tau_u = 1.3 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A6.1.3, BAEL 91 modifie 99)**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPA}$$

Avec :

- Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset$$

Avec :

- $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres

Sens des petites portées :

$$\sum u_i = 6 \times 3.14 \times 20 \Rightarrow \sum u_i = 376.8 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{820.77 \times 10^3}{0.9 \times 105 \times 376.8} \Rightarrow \tau_{se} = 2.3 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 2.3 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sens des grandes portées :

$$\sum u_i = (12 \times 3.14 \times 20) + (6 \times 3.14 \times 14) \Rightarrow \sum u_i = 1017.36 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{1456.54 \times 10^3}{0.9 \times 950 \times 1017.36} \Rightarrow \tau_{se} = 1.51 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1.51 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Calcul des armatures transversales (BAEL91 Art. A.7.2,2)

$$\Phi t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_1) = \min (3.14 ; 6 ; 2) \Rightarrow \Phi t \leq 2 \text{ cm.}$$

Le choix se porte sur un cadre et un étrier en $\phi 12$ avec $A_t = 4.52 \text{ cm}^2$.

- Armatures transversales minimales (Art. 7.5.2.2 du RPA 24)

$$A_{t \min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 60 = 3.6$$

$$3.6 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 4.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

❖ Vérification à l'ELS

- Etat limite de résistance de béton en compression : [Art : A.4.5.3 BAEL 91 / 99]

"La nervure est un élément particulièrement exposé aux effets des intempéries. De ce fait, toute fissuration est considérée comme nuisible. Il est donc essentiel de veiller au respect des conditions suivantes :

D'après les calculs précédents on a :

-La contrainte admissible de béton : $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$.

-La contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$

Avec : $\eta = 1.6$ pour les aciers de haute adhérence de diamètre supérieur à 6 mm.

Tableau VII.12 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Zone	As(cm ²)	Ms	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	18.85	514.17	279.3	201.63	2.98	15	CNV
	Travée	18.85	-317.09	172.2	201.63	0.40	15	CV
Y-Y	Appuis	46.94	1146.88	112.2	201.63	4.3	15	CV
	Travée	25.5	-700.19	157.3	201.63	0.65	15	CV

Remarque : les vérifications ne sont pas conformes dans le sens X-X aux niveau des appuis ce qui nécessite une augmentation de la section d'armature.

Tableau VII.13 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Zone	M _u (KN.m)	A(cm ²)	A _{min}	A adoptée(cm ²)
X-X	Appuis	655.92	18.66	7.6	6HA20 (fil)+6HA14(chap) = 28.09
	Travée	-404.24	11.33		6HA20(fil) = 18.85
Y-Y	Appuis	1453.98	43.63		12HA20(fil)+6HA14(chap) =46.94
	Travée	-883.58	25.5		6HA20 (fil)+6HA12(chap) = 25.64

Sens	Zone	As(cm ²)	Ms	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	28.09	514.17	190	201.63	2.98	15	CV
	Travée	18.85	-317.09	172.2	201.63	0.40	15	CV
Y-Y	Appuis	46.94	1146.88	112.2	201.63	4.3	15	CV
	Travée	25.5	-700.19	157.3	201.63	0.65	15	CV

Conclusion :

En conclusion, l'étude géotechnique indique que le bon sol se trouve à 2 mètres de profondeur, tandis que l'étude de génie civil prévoit une hauteur de nervure de 1 mètre. D'un point de vue économique, il serait envisageable de procéder à un terrassement général de 60 cm sur l'ensemble du terrain, permettant ainsi d'atteindre une profondeur totale de 1,10 mètre, comprenant 1 mètre pour les nervures et 10 centimètres pour le béton de propreté.

Le ferrailage retenu pour le radier est le suivant

La dalle du radier (y compris les débords)

- **Sens X-X**

En travée (Lit supérieur) : 6HA20/ml (St= 20 cm).

Aux appuis (Lit inférieur) : 6HA16/ml (St= 20 cm).

- **Sens Y-Y**

En travée (Lit supérieur) : 5HA16/ml (St= 25 cm).

Aux appuis (Lit inférieur) : 5HA12/ml (St= 25 cm).

Les nervures

- **Sens des petites portées**

Armatures supérieures (En travée) : 6HA 20 (fil)

Armatures inférieures (Aux appuis) : 6HA 20 (fil)+6HA14(chap).

- **Sens des grandes portées**

Armatures supérieures (En travée) : 6HA 20 (fil) + 6HA12 (chap).

Armatures inférieures (Aux appuis) : 12HA 20 (fil) + 6HA14 (chap).

Armatures de peau :

2HA14 (Pour toutes les nervures).

Armature transversale : 4HA12

Dans la zone nodale : St = 10cm

Dans la zone courante St = 20cm

Chapitre VIII

Mur de soutènement

Introduction

Dans le domaine du bâtiment, un mur de soutènement est une structure destinée à retenir des terres ou tout autre matériau situé à un niveau supérieur, afin de garantir la stabilité des terrains autour de l'ouvrage. Il est souvent nécessaire dans les projets où le bâtiment est implanté sur un terrain en pente, ou lorsque des déblais/remblais sont requis pour niveler la plateforme de construction.

Pré dimensionnement du mur de soutènement

Mur de soutènement a pour fonction de supporter les poussées des terres et doit respecter les caractéristiques minimales définies par RPA 2003, qui sont les suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Des armatures composées de deux nappes.
- Un pourcentage minimum d'armatures de 0,10 % dans les deux directions (horizontale et verticale).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas compromettre significativement sa rigidité.

Caractéristique des Mur :

- Hauteur : **$h=2.7\text{m}$** .
- Épaisseur : **$e=25\text{cm}$** .

Choix de la Méthode**Théorie de Rankine :**

Cette théorie permet de déterminer l'état des contraintes dans un sol soumis à des poussées ou en butée derrière un écran, et d'en déduire les forces exercées sur le mur.

Hypothèses :

- Sol homogène.
- La présence de discontinuités causées par des écrans en surface n'affecte pas la répartition des contraintes verticales dans le sol.
- La théorie postule que le frottement entre le mur et le sol est négligeable, ce qui entraîne une contrainte horizontale.

Ainsi, la méthode de Rankine est applicable.

Détermination des Sollicitations

Sur la paroi du mur agissent deux types de contraintes : la contrainte horizontale et la contrainte verticale.

On peut les exprimer par la relation suivante :

Avec : $\sigma_h = K_a \times \sigma_v$

σ_h : contrainte horizontale

σ_v : contrainte verticale

K_a : coefficient de poussée des terres

ϕ : Angle de frottement interne

$$\text{Avec : } K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - \frac{2c}{\sigma_v} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

1. Les caractéristiques mécanique et physique du sol :

- ✓ Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ kN/m}^2$.
- ✓ Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.
- ✓ Angle de frottement interne : $\phi = 30^\circ$.
- ✓ Cohésion : $C = 0$
- ✓ La contrainte admissible de sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.

Calcul des Sollicitations

Dans notre situation, nous avons un sol avec frottement ($\phi \neq 0, c = 0$). Le voile est conçu pour supporter l'intégralité des poussées des terres.

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0.333$$

ELU :

$$\sigma_H = K_a \times \sigma_v = K_a \times (\gamma \times h + q)$$

$$\text{pour } (h = 0 \text{ m}) \rightarrow \sigma_{H1} = 0.333 (1.35 \times 18 \times 0 + 1.5 \times 10) = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{pour } (h = 2.7 \text{ m}) \rightarrow \sigma_{H2} = 0.333 (1.35 \times 18 \times 2.7 + 1.5 \times 10) = 26.84 \text{ kN/m}^2$$

ELS :

$$\sigma_H = K_a \times \sigma_v = K_a \times (\gamma \times h + q)$$

$$\text{pour } (h = 0 \text{ m}) \rightarrow \sigma_{H1} = 0.333 (18 \times 0 + 10) = 3.33 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{pour } (h = 2.7 \text{ m}) \rightarrow \sigma_{H1} = 0.333 (18 \times 2.7 + 10) = 19.51 \text{ kN/m}^2$$

2. Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 26.84 + 5}{4} = 21.38 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 19.51 + 3.33}{4} = 15.47 \text{ KN/ml}$$

Ferrailage du mur de soutènement

Méthode de Calcul :

Le voile périphérique est considéré comme une dalle continue, encastree à sa base et libre au sommet

Calcul des moments fléchissant :

- A'ELU :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{21.38 \times 2.7^2}{2} \Rightarrow M_u = 77.93 \text{ KN.ml}$$

- A'ELS :

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{15.47 \times 2.7^2}{2} \Rightarrow M_s = 56.38 \text{ KN.ml}$$

- Armature principale :

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

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} ; e = 25 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm} ; d = 20 \text{ cm}.$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{77.93 \times 10^3}{100 \times 20^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.138 < \mu_l = 0.372 \text{ (SSA)}$$

→ La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.138 \Rightarrow \beta = 0.925$$

$$A_{st}^t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{77.93 \times 10^3}{0.925 \times 20 \times 348} = 12.10 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_{st}^t = 9 \text{ HA } 14 = 13.87 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 12 \text{ cm}$

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{13.87}{4} = 3.46 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_r = 6 \text{ HA } 10 = 4.71 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité (Art A.4.3.2.3 BAEL 91 modifier 99) :

Le ferrailage de la console doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

Calcul de la section minimale :

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 20 \times 2.1}{400} = 2.42 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification des espacements des barres :

- Armatures principales : $St \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

$St_{Adopter} = 12\text{cm} < St = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

Armatures de répartition : $St \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

$St_{Adopter} = 20\text{cm} < St = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

❖ Vérification aux cisaillements : (Art A.5.1.1 BAEL 91 modifier 99)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $T_u = q_u \times l = 21.38 \times 2.7 \Rightarrow T_u = 57.73 \text{ KN}$

La fissuration est préjudiciable (Art A.5.1, 211 BAEL 91) :

$$\bar{\tau}_u = \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{57.73 \times 10^3}{1000 \times 200} = 0.289 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.289 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

→ Donc il n'y a pas risque de cisaillement.

❖ Vérification d'adhérence et de l'entraînement des barres (Art A.6.1.3 BAEL 91 modifiée 99) :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$.

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{c28} \rightarrow 1.5 \times 25 = 3.15 \text{ MPa.}$$

Σu : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 9 \times \pi \times 14 = 395.64 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i} = \frac{57.73 \times 10^3}{0.9 \times 200 \times 395.64} \rightarrow \tau_{se} = 0.81 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 0.81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Donc pas de risque d'entraînement des barres.}$

❖ **Ancrage des armatures (longueur de scellement (Art A.6.1.22 BAEL 91 modifiée 99)) :**

Longueur de scellement

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \rightarrow \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{L_s = 50 \text{ cm}}$$

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale **0.5L_s** pour les aciers HA.

$$L_{ad} = 0.5 L_s = 0.5 \times 50 = \mathbf{25 \text{ cm.}}$$

• **Recommandation du RPA : (Art 10-1-2) :**

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% b.h dans les deux sens (Horizontal et vertical).

$$A_{\min} > 0.001 \times 100 \times 25 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{adopté} = 13.85 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.5 \text{ cm}^2}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

Vérification des contraintes dans le béton :

$$\mathbf{M_s = 56.38 \text{ KN.m}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 13.85}{100 \times 20} = 0.690 \rightarrow \mathbf{\beta_1 = 0.880}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{56.38 \times 10^3}{13.85 \times 0.880 \times 20} = \mathbf{231.29 \text{ MPa}}$$

$$\mathbf{\sigma_{st} = 231.29 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}}$$

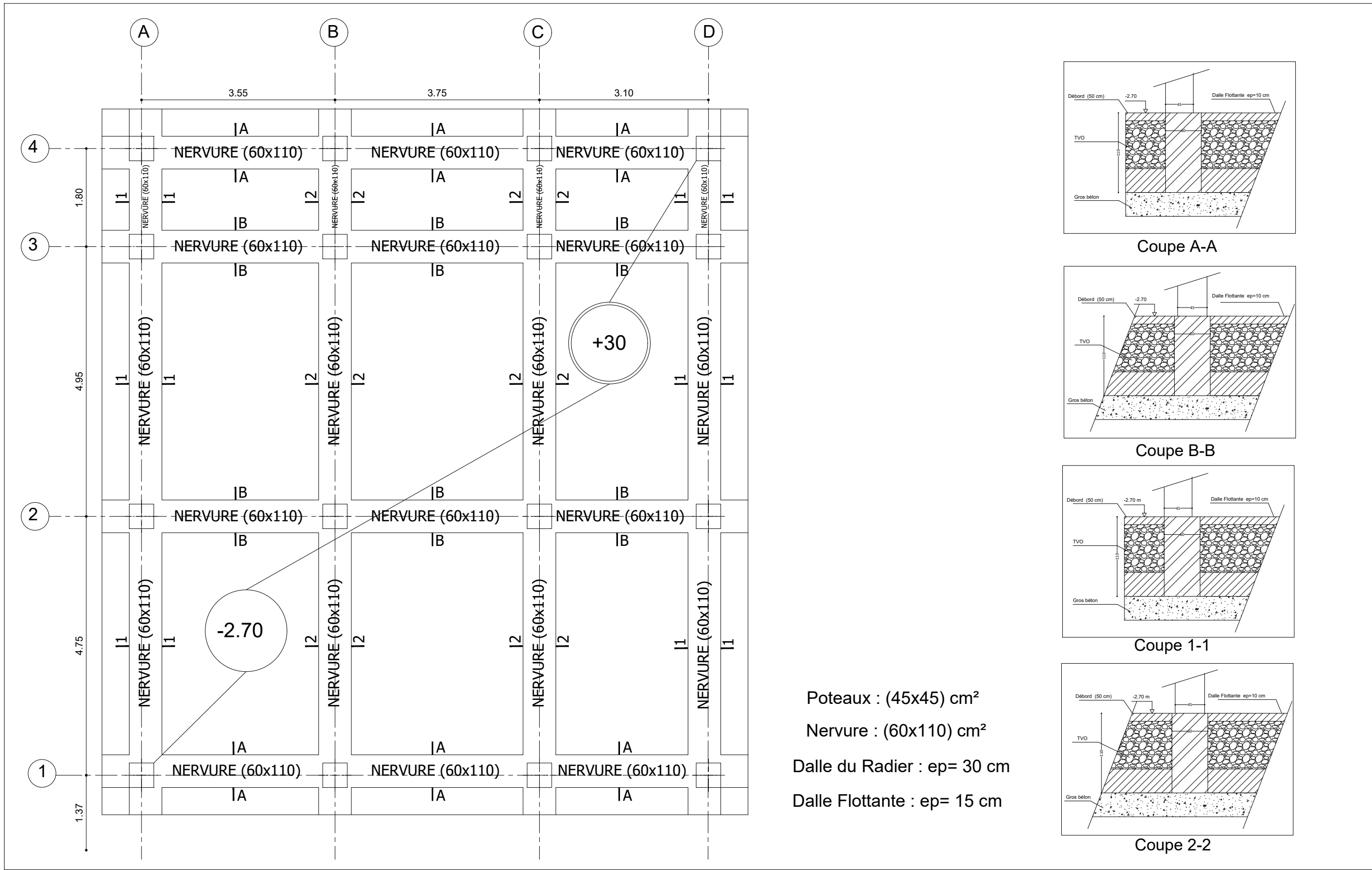
Il y'a lieu de vérifier si :

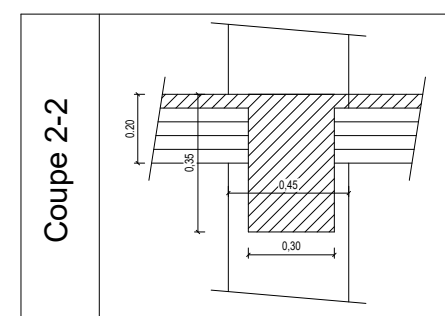
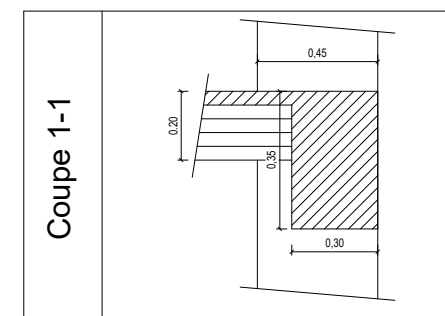
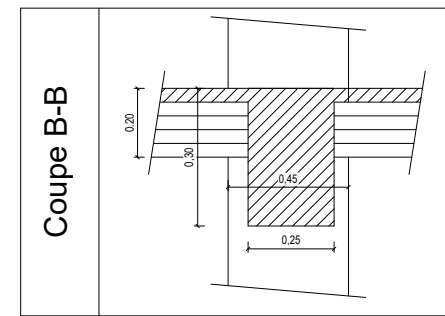
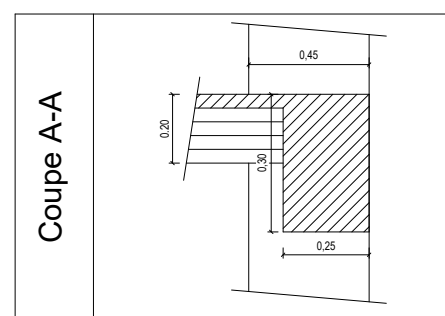
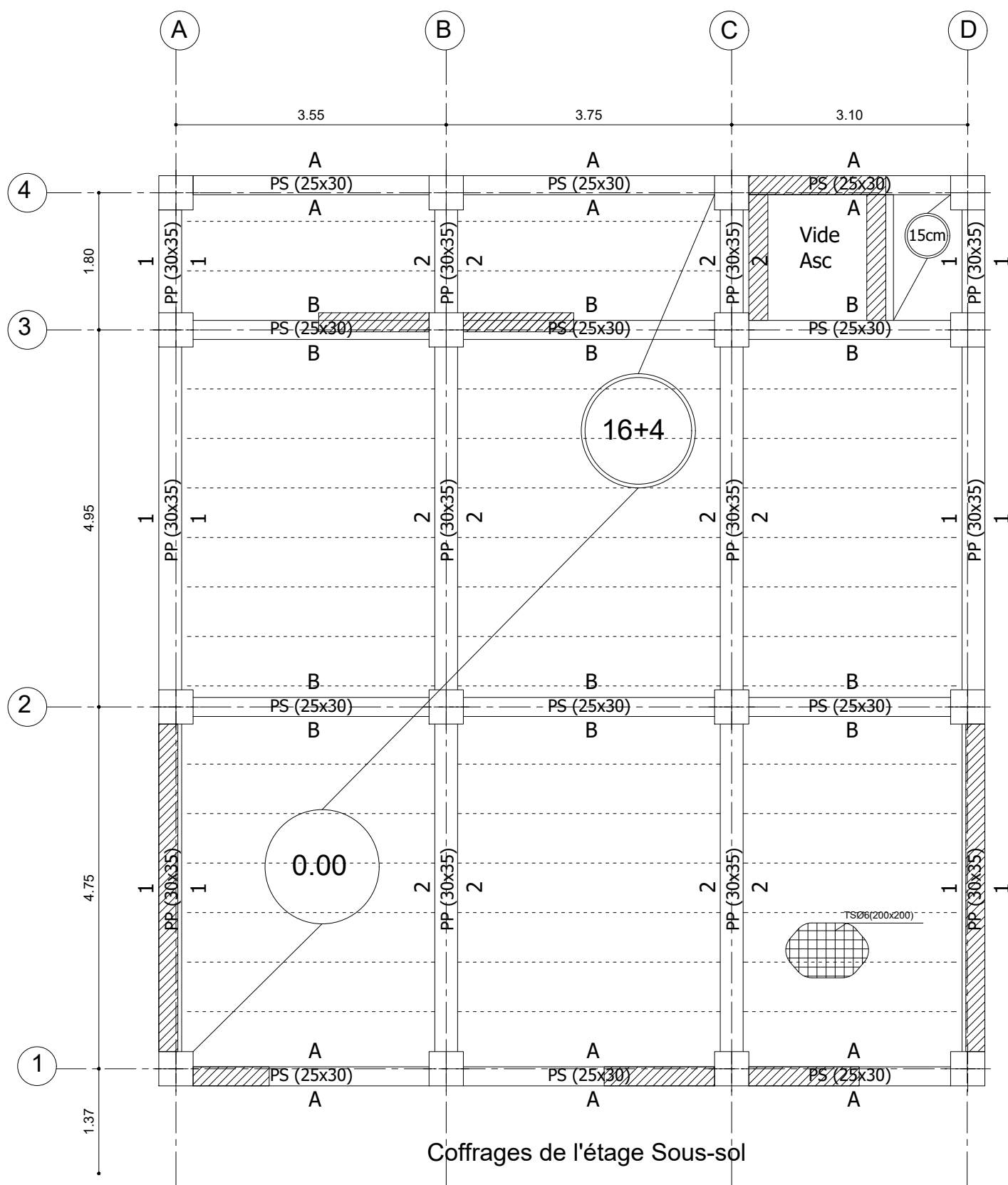
$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{231.29}{26.32} = \mathbf{8.79 \text{ MPa}} \rightarrow \mathbf{k_1 = 26.32}$$

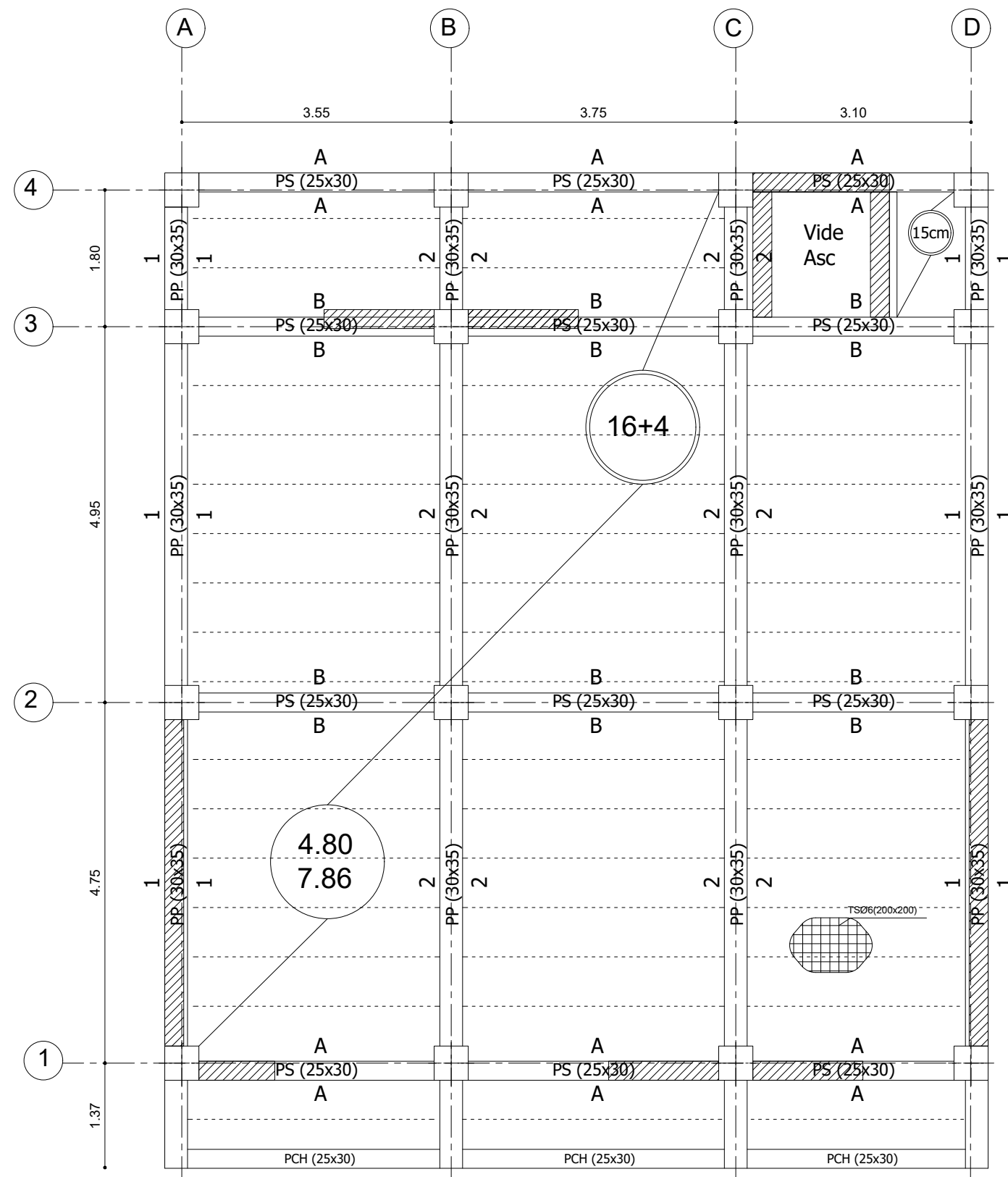
$$\overline{\sigma_{bc}} 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{\sigma_{bc} = 8.79 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}}$$

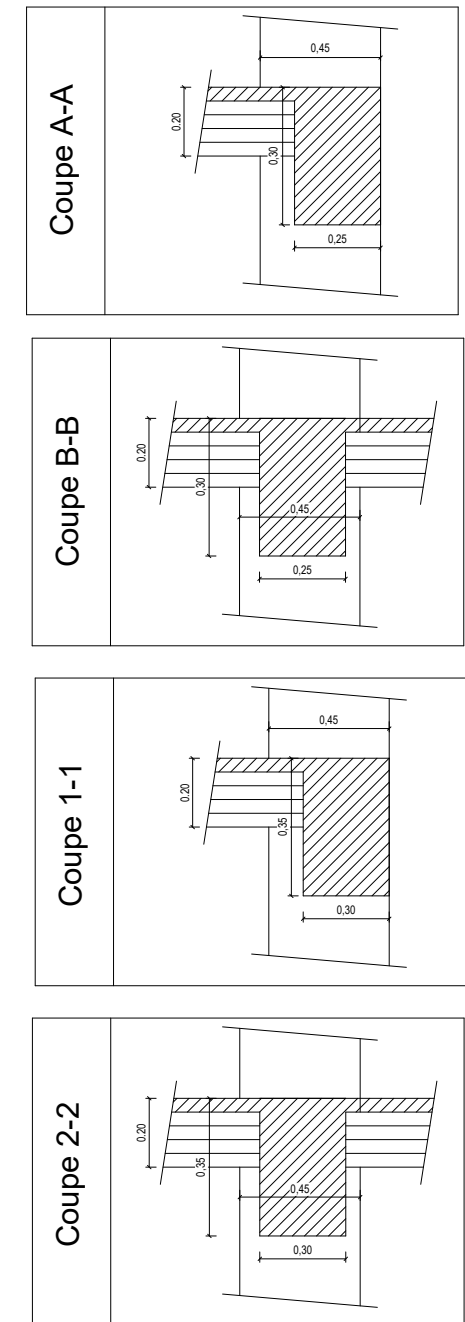




Poteaux : (45x45) cm²
Plancher (16+4) cm
Poutres principales (30x35) cm²
Poutres secondaires (25x30) cm²



Coffrages des étages RDC et E1



Poteaux : (45x45) cm²

Plancher (16+4) cm

Poutres principales (30x35) cm²

Poutres secondaires (25x30) cm²



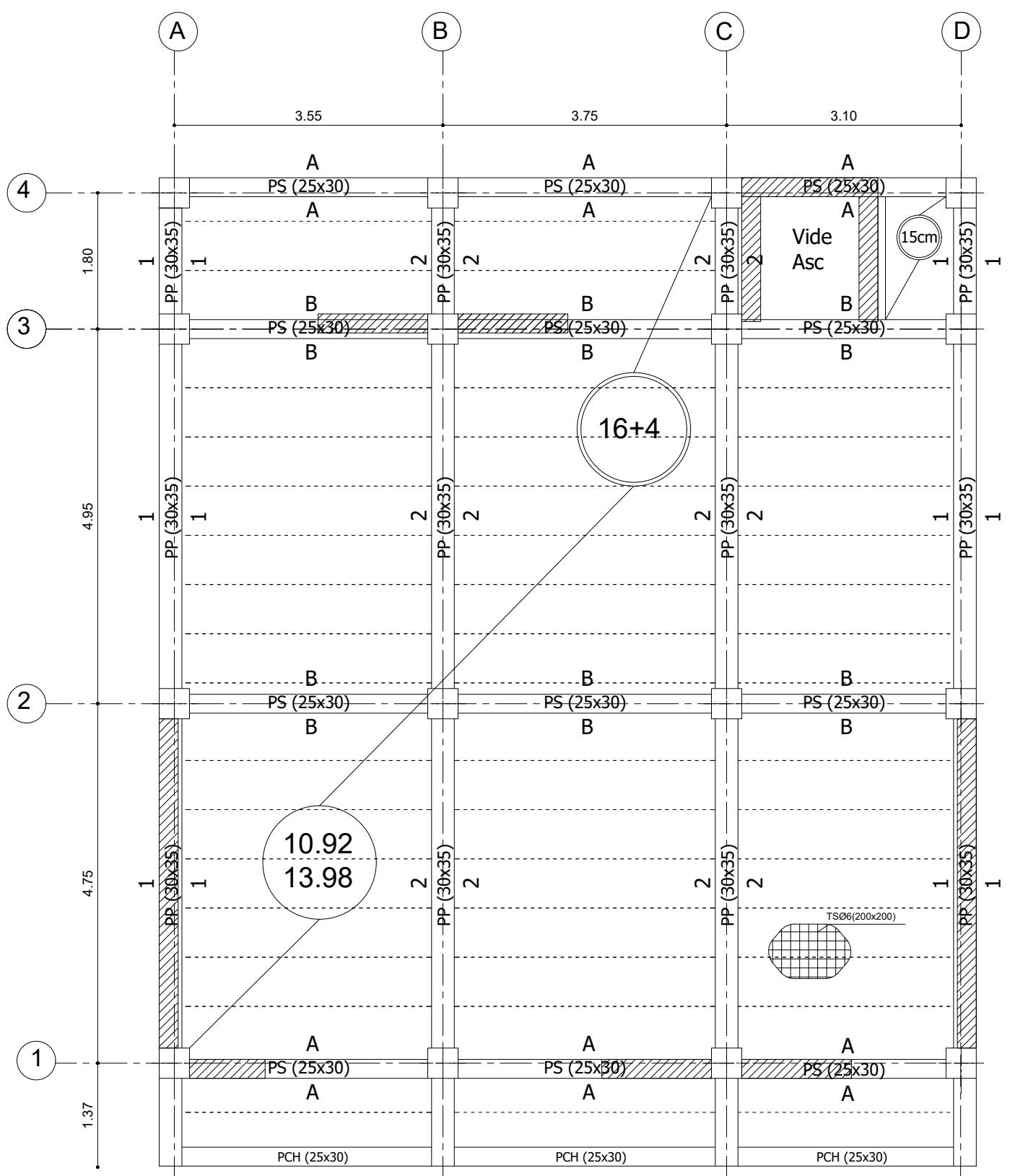
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

Mr. OUSSACI Anis
Encadrante : Mme. SMAHI
Année universitaire : © 2025

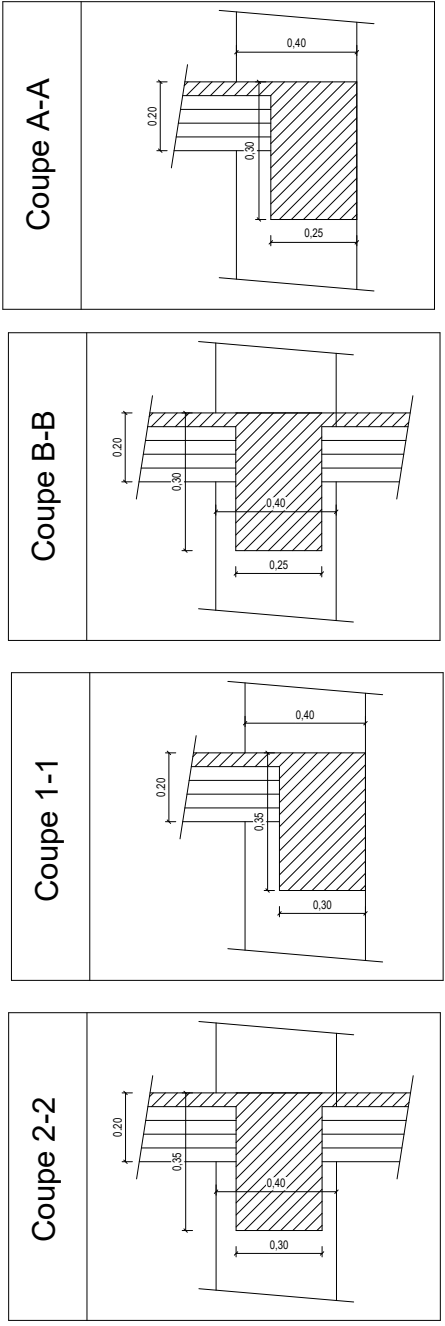
Dossier : Génie Civil
Désignation : Coffrages niv RDC et E1

Echelle : 1/50

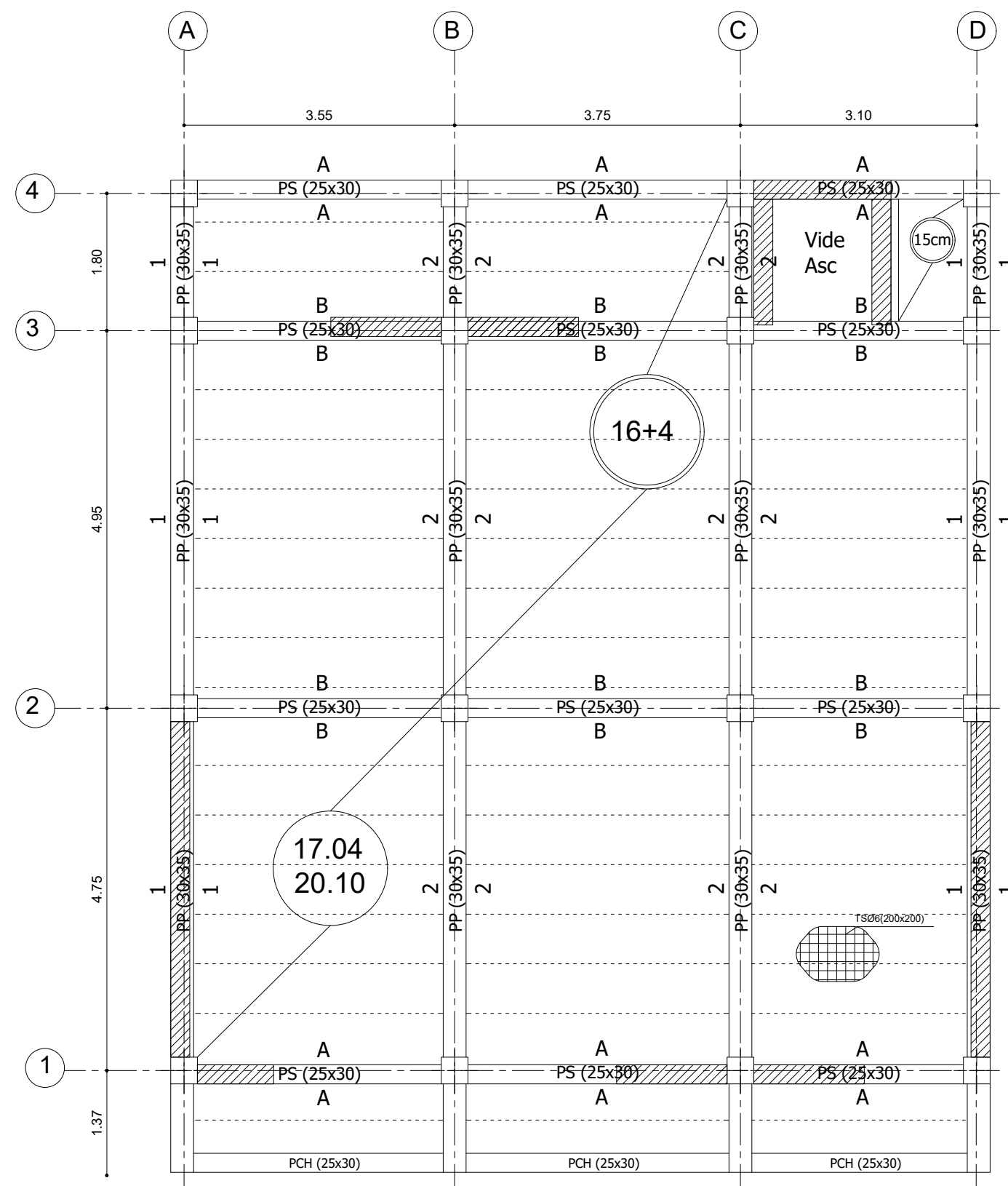
Planche N°03



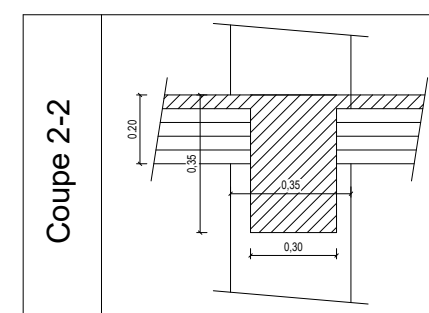
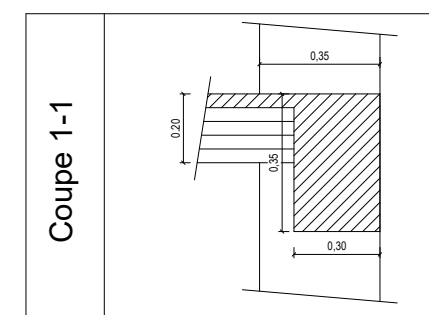
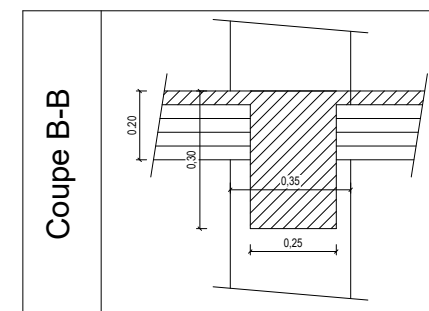
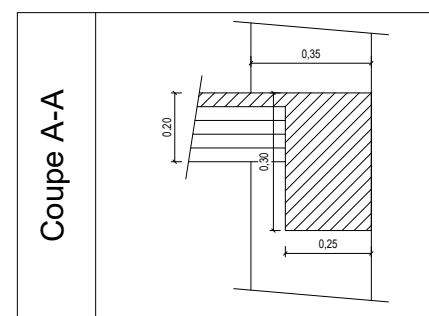
Coffrages des étages E2 et E3



Poteaux : (40x40) cm²
Plancher (16+4) cm
Poutres principales (30x35) cm²
Poutres secondaires (25x30) cm²



Coffrages des étages E4 et E5



Poteaux : (35x35) cm²

Plancher (16+4) cm

Poutres principales (30x35) cm²

Poutres secondaires (25x30) cm²



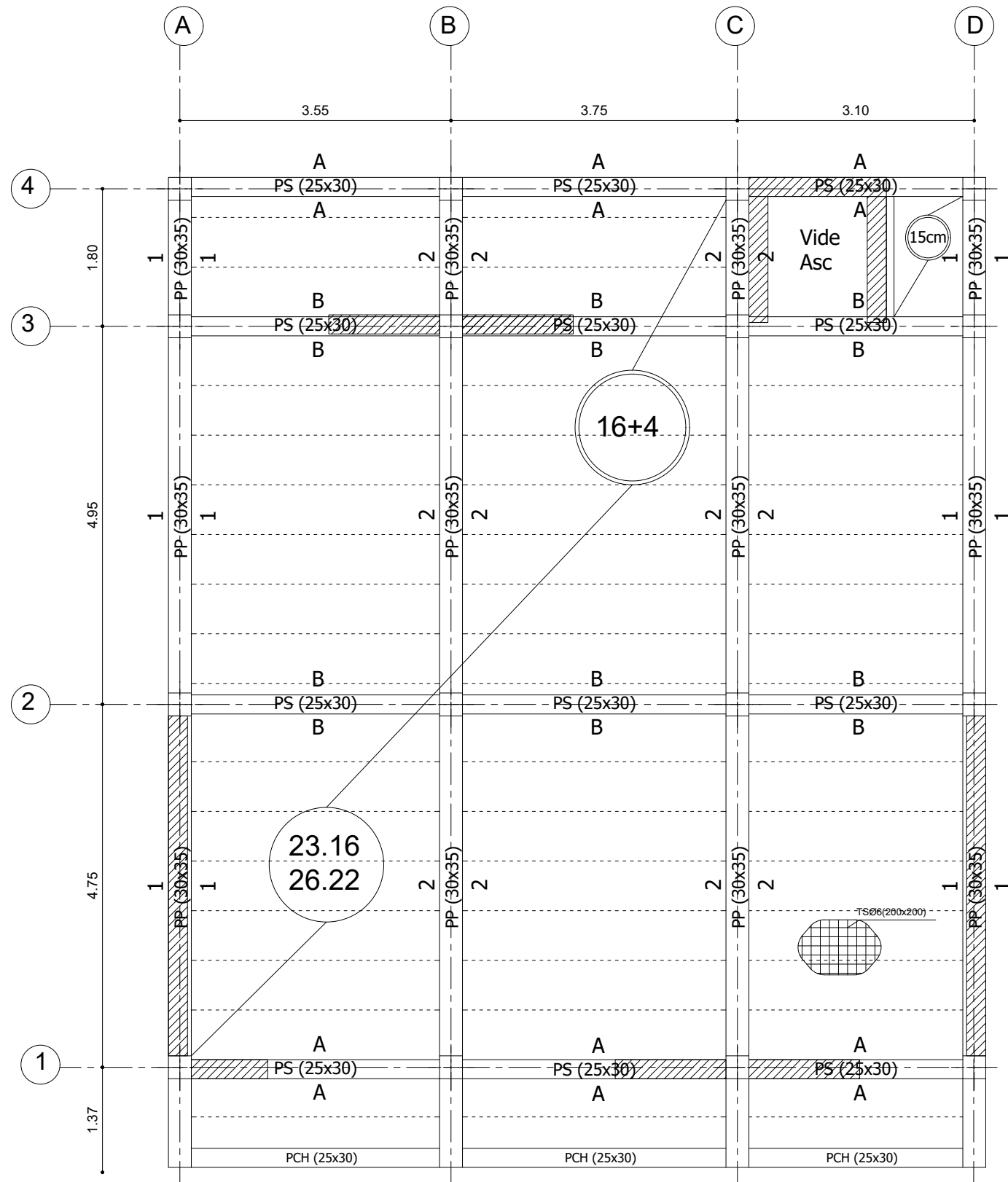
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

Mr. OUSSACI Anis
Encadrante : Mme. SMAHI
Année universitaire : © 2025

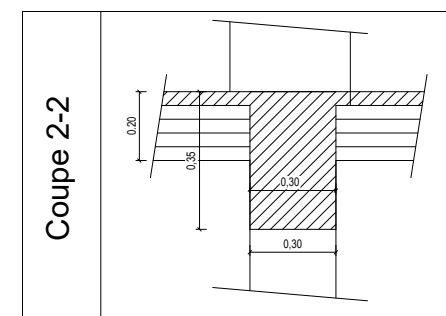
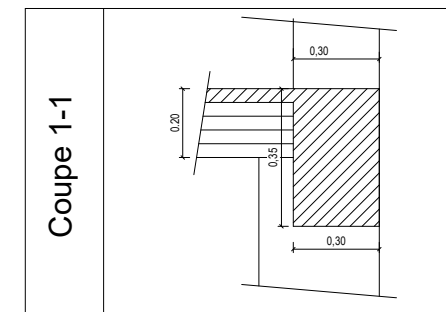
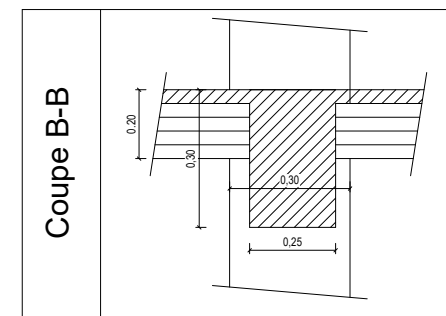
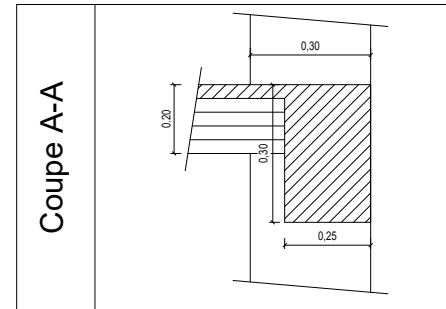
Dossier : Génie Civil
Désignation : Coffrages niv E4 et E5

Echelle : 1/50

Planche N°05



Coffrages des étages E6 et E7



Poteaux : (30x30) cm²

Plancher (16+4) cm

Poutres principales (30x35) cm²

Poutres secondaires (25x30) cm²



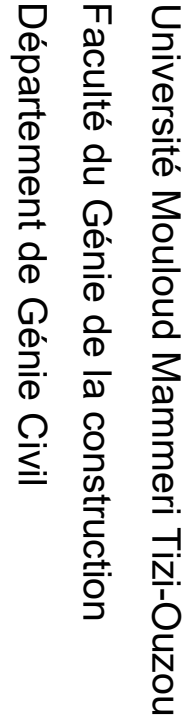
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

Mr. OUSSACI Anis
Encadrante : Mme. SMAHI
Année universitaire : © 2025

Dossier : Génie Civil
Désignation : Coffrages niv E6 et E7

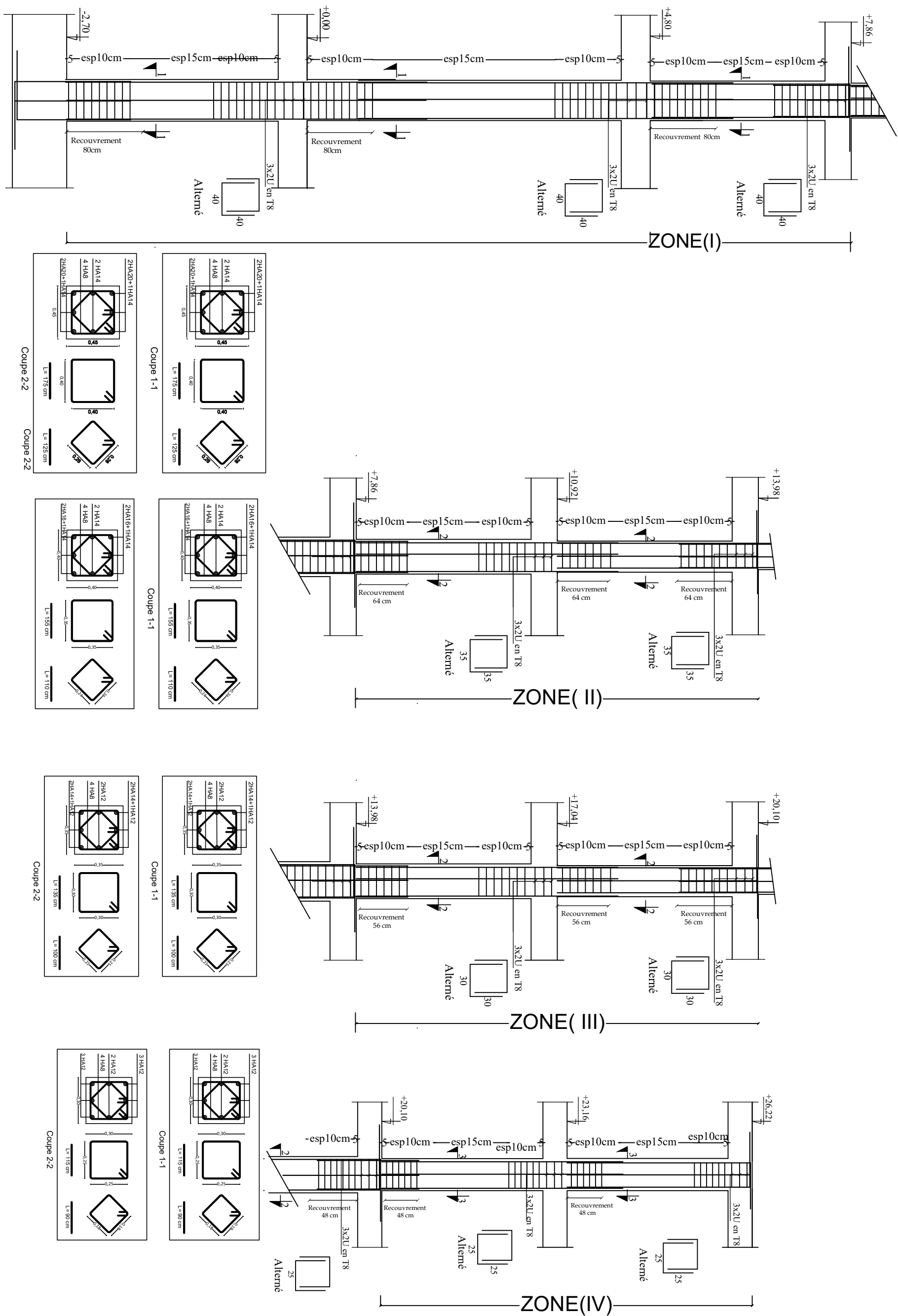
Echelle : 1/50

Planche N°06

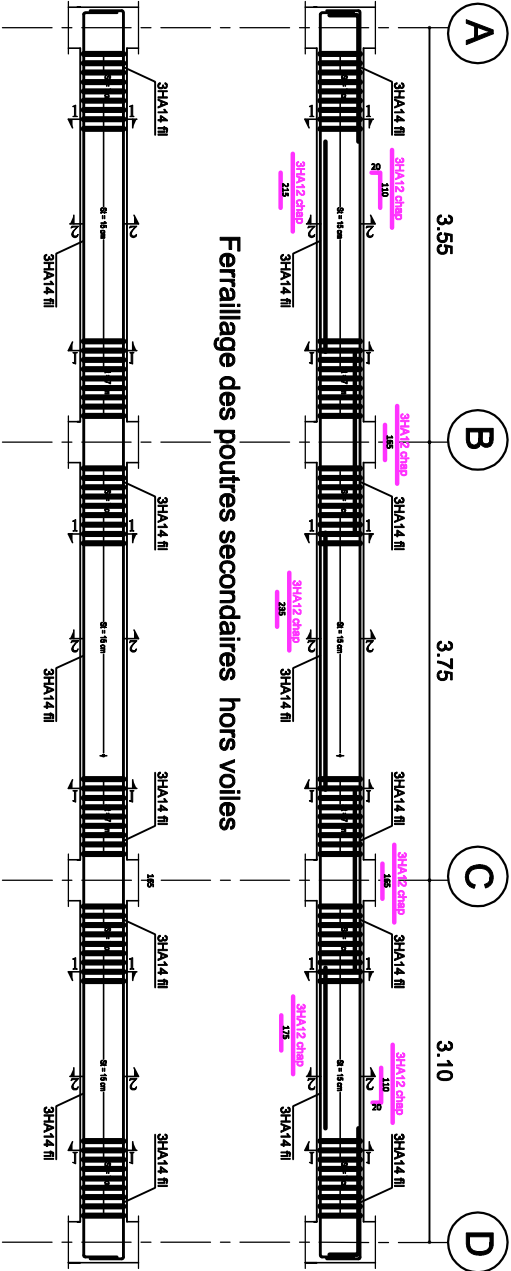


Dossier : Génie Civil
Désignation : Ferrillages des poteaux

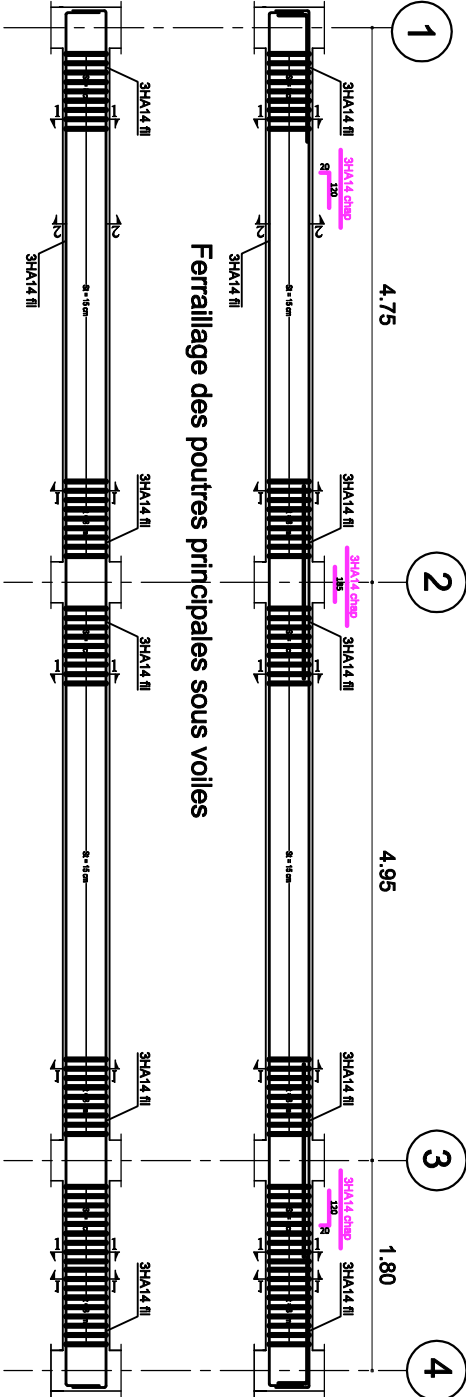
Planche N°01



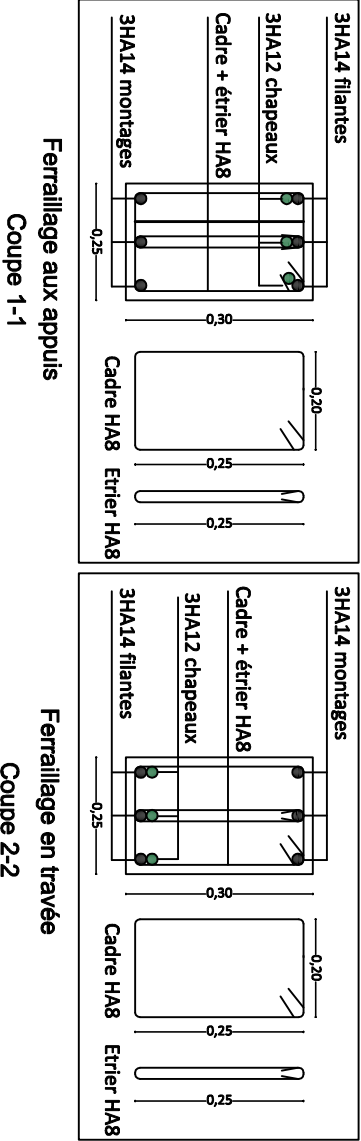
Ferrailage des poutres secondaires sous voiles



Ferrailage des poutres principales hors voiles

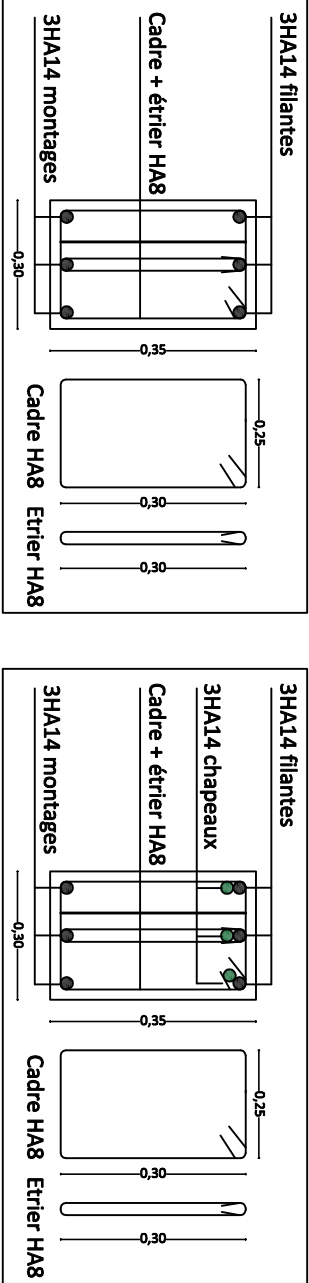


Coupes des poutres secondaires sous voiles (25x30) cm2



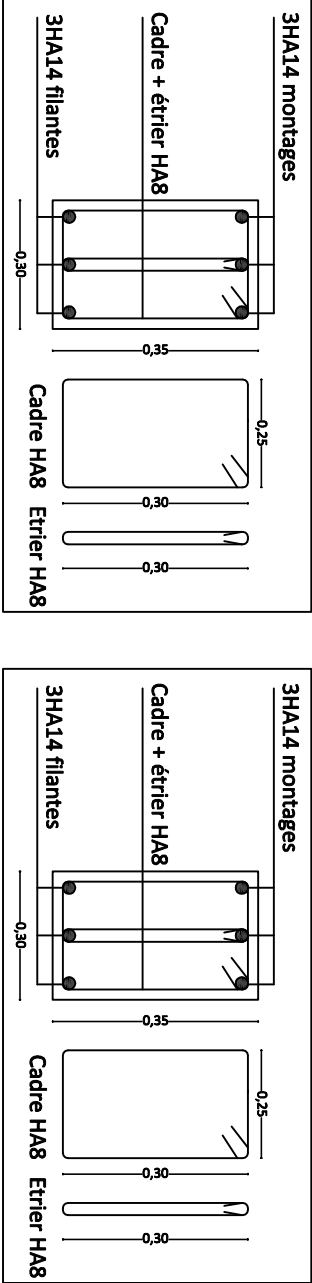
Coupes des poutres principales (30x35) cm2
Sous voiles

Coupes des poutres principales (30x35) cm2
Hors voiles

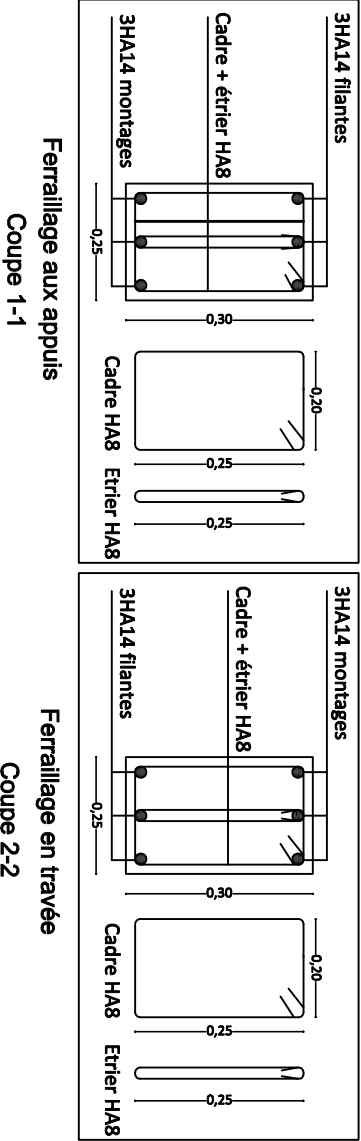


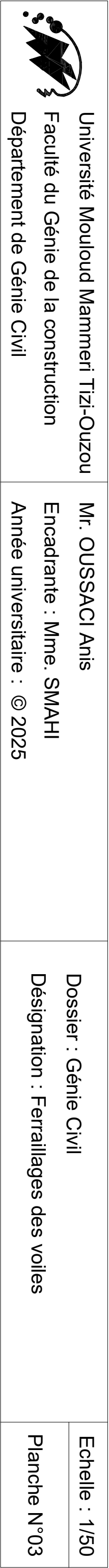
Ferrailage aux appuis
Coupe 1-1

Ferrailage aux appuis
Coupe 1-1



Coupes des poutres secondaires hors voiles (25x30) cm2





 Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mr. OUSSACI Anis Encadrante : Mme. SMAHI Année universitaire : © 2025	Dossier : Génie Civil Désignation : Ferrallages des voiles	Echelle : 1/50
			Planche N°03

 Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mr. OUSSACI Anis Encadrante : Mme. SMAHI Année universitaire : © 2025		Dossier : Génie Civil Désignation : Ferrallages des voiles	Echelle : 1/50
				Planche N°03

 Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mr. OUSSACI Anis Encadrante : Mme. SMAHI Année universitaire : © 2025	Dossier : Génie Civil Désignation : Ferrallages des voiles	Echelle : 1/50
			Planche N°03

Mr. OUSSACI Anis
Encadrante : Mme. SMAHI
Année universitaire : © 2025

Mr. OUSSACI Anis
Encadrante : Mme. SMAHI
Année universitaire : © 2025

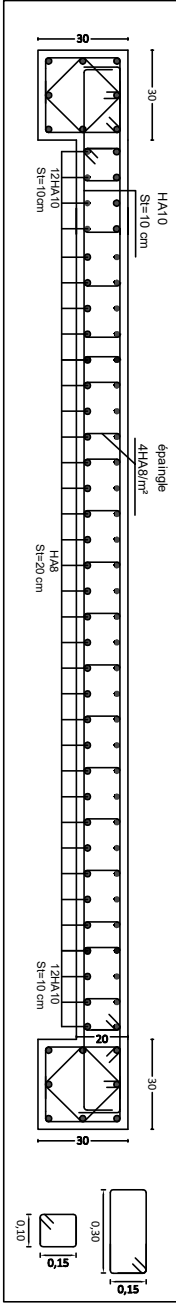
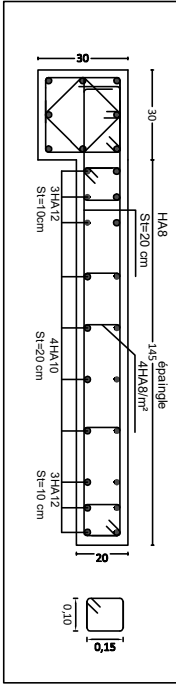
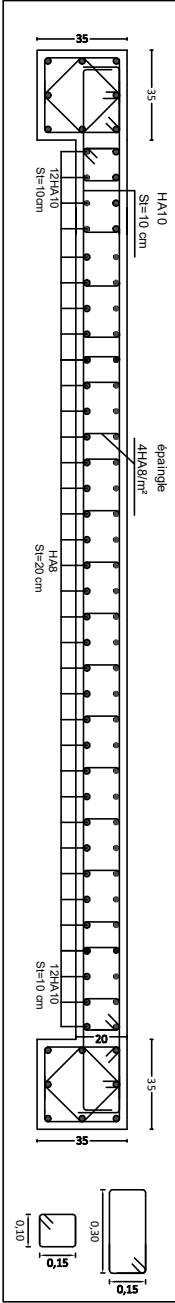
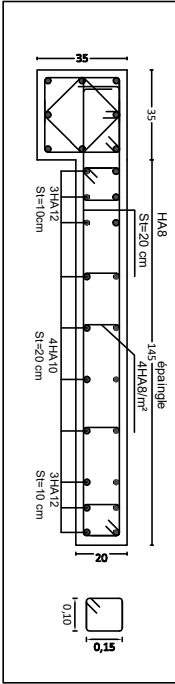
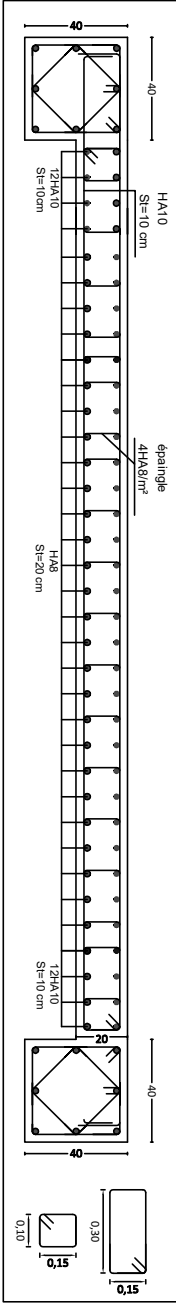
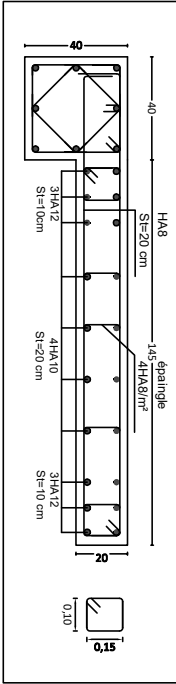
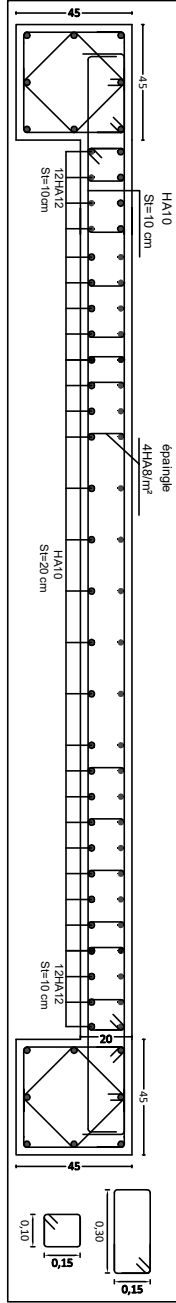
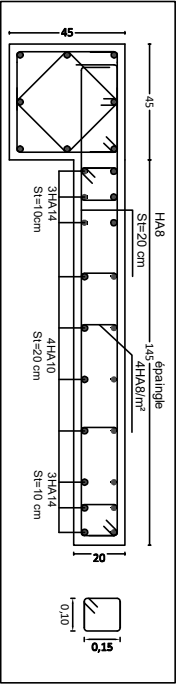
Mr. OUSSACI Anis
Encadrante : Mme. SMAHI
Année universitaire : © 2025

Dossier : Génie Civil Désignation : Ferrailages des voiles	Echelle : 1/50
	Planche N°03

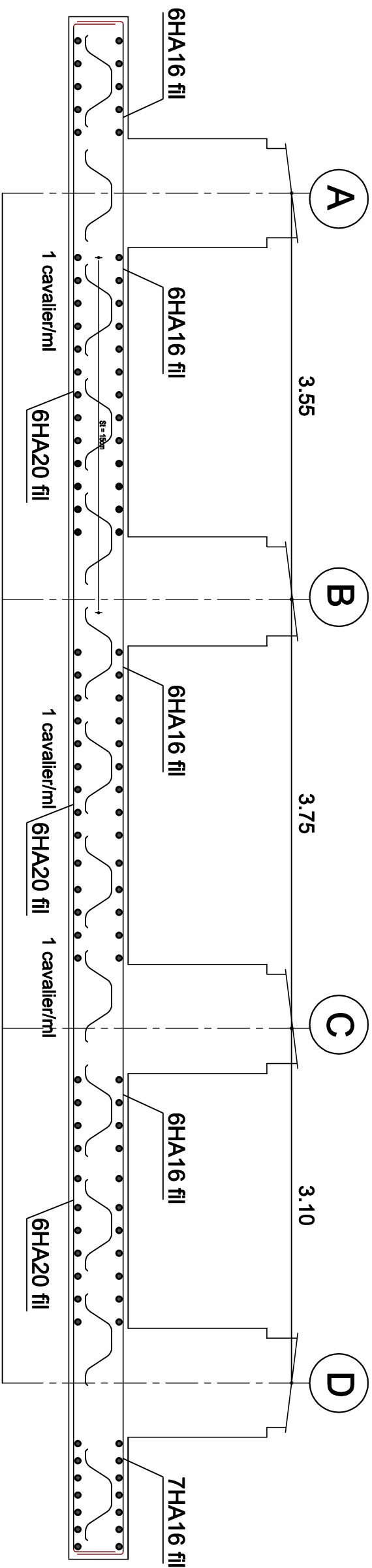
Dossier : Génie Civil Désignation : Ferrailages des voiles	Echelle : 1/50
	Planche N°03

Echelle : 1/50
Planche N°03

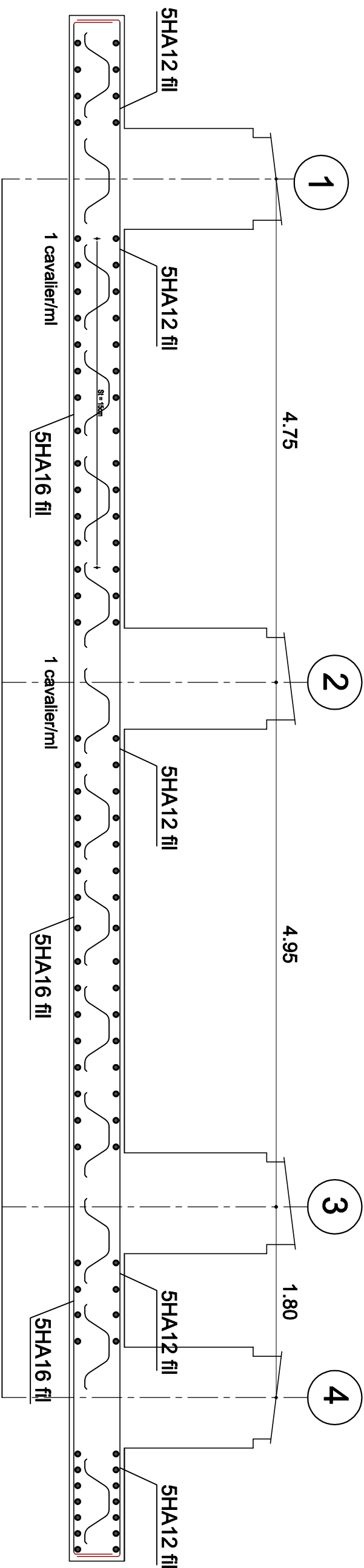
Echelle : 1/50
Planche N°03



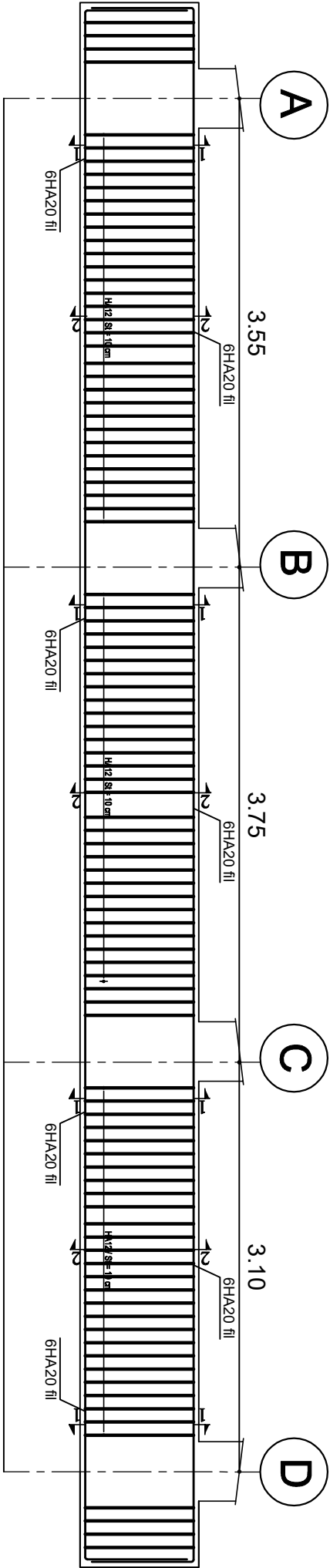
Ferrailage du radier - sens longitudinal x-x-



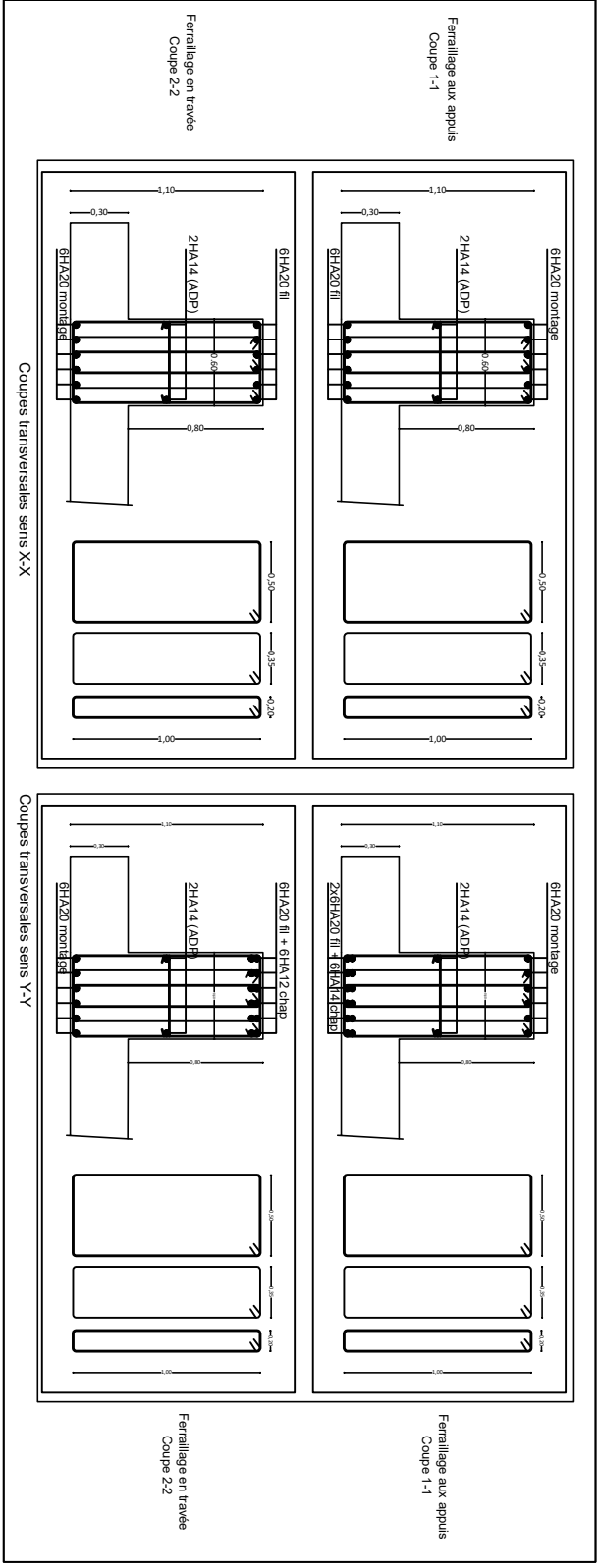
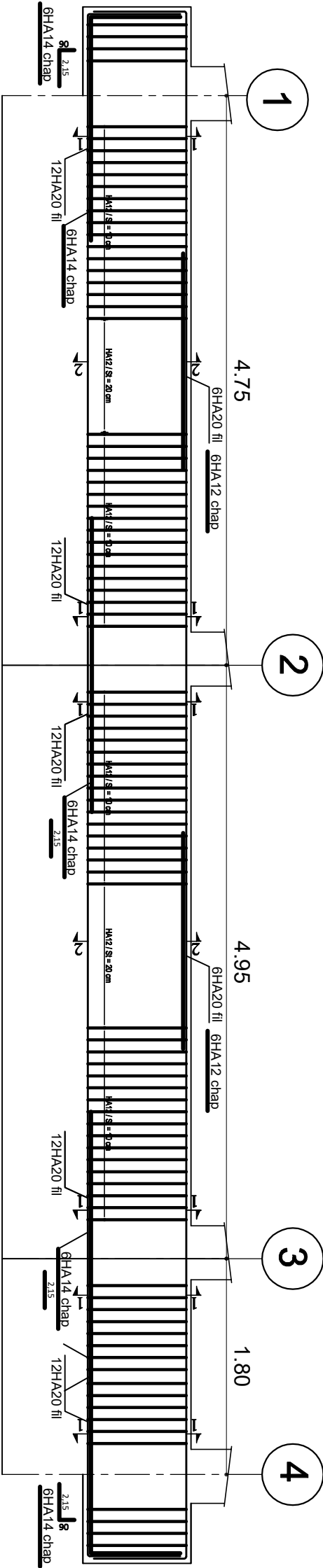
Ferrailage du radier - sens transversal y-y-

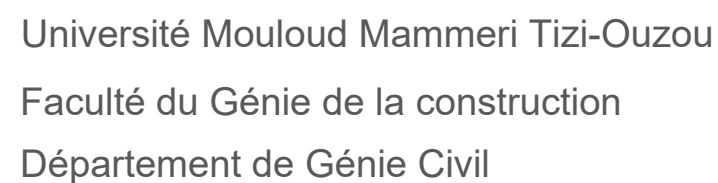
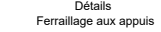
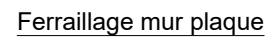
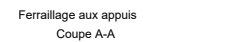
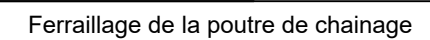


Ferrailage des nervures- sens longitudinal x-x-



Ferrailage des nervures - sens transversal y-y-





Mr. OUSSACI Anis
Encadrante : Mme. SMAHI
Année universitaire : © 2025

Dossier : Génie Civil

Désignation : Elements secondaires

Echelle : 1/50

Planche N°06

Conclusion générale

L'étude de ce projet a permis de synthétiser les connaissances acquises durant notre formation en génie civil. Les calculs et analyses ont donné des résultats concluants, notamment le choix d'un système de contreventement par voiles avec un coefficient de comportement dynamique $R=3,5$, adéquat pour la stabilité et la résistance face aux sollicitations sismiques.

Pour les fondations, nous avons choisi un radier nervuré, jugé le plus approprié pour cette structure. Ce choix assure une répartition efficace des charges et la reprise des efforts. Les calculs ont permis de dimensionner et de ferrailer les éléments structuraux en respectant les vérifications à l'état limite de résistance, validées par les vérifications à l'ELS.

Ce travail montre que le séisme est un des chargements les plus critiques en conception. L'analyse tridimensionnelle via ETABS a permis une modélisation précise et une meilleure compréhension des sollicitations sismiques, confirmant qu'une étude sismique rigoureuse est essentielle pour le dimensionnement des éléments, notamment des poteaux.

Le dimensionnement sous combinaisons sismiques augmente la consommation de béton et d'armatures, mais garantit une sécurité optimale conforme aux normes. L'analyse dynamique a permis d'éviter une période fondamentale élevée en rigidifiant les éléments de contreventement et optimisant la disposition des voiles pour minimiser la torsion.

Le ferrailage, adapté aux efforts internes de chaque élément, a permis d'obtenir des sections d'armatures plus économiques tout en respectant les vérifications sécuritaires imposées par les normes.

Au final, nous espérons que ce travail pourra servir de base pour les projets futurs, tout en respectant scrupuleusement les réglementations en vigueur, notamment celles relatives au béton armé et à la réglementation parasismique algérienne.

Bibliographie

Règlements :

- Règles parasismique Algérienne RPA99/version 2003
- Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL91/modifiée 99
- Document technique règlementaire (DTR B.C.2.2) charge permanentes et charge d'exploitation

Logiciels :

- ETABS 9.6.0
- AUTOCAD 2025
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- Word 2016
- Excel 2016
- PowerPoint 2016

Ouvrages :

- Les abaques de PIGEAUD
- Cours et travaux dirigés pendant tout le cursus universitaire
- Calcul des ouvrages en béton armé M. Belazougui
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes

Normes et Documents Techniques :

- RPA 99 version 2003 : Règles parasismiques algériennes
- DTR BC 2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation
- BAEL 91 modifié 99 : Calcul des éléments et des structures des bâtiments
- DTR B.C. 2-4-1 (CBA 93) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
- DTR B.C. 2-331 : Règles de calcul des fondations superficielles
- DTU 75-1 / 1978: Document technique unifié.